

33-000

3479-1741

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

IBMB

TU BRAUNSCHWEIG

# DAUERHAFTIGKEITSVORHERSAGE FÜR STAHLBETON - AUSSENBAUTEILE

Forschungsbericht

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy  
Dipl.-Ing. D. Bunte

Februar 1992

BIBLIOTHEK

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 52  
D-3300 Braunschweig

Diese Arbeit wurde mit Mitteln des Bundesbauministers gefördert.

Az.: B I 5 - 80 01 90 - 5

Antrag vom: 20.8.1989

Kurztitel: Dauerhaftigkeitsmodell

## VORWORT

Das iBMB befaßt sich seit rd. zehn Jahren mit der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton an der Witterung. Neben der Grundlagenforschung über den Einfluß der Witterungsintensität auf die Porosität und Dichtigkeit des oberflächennahen Betons, galt das Interesse zunächst der anwendungsreifen Entwicklung von zerstörungsarm und unmittelbar auf Bauteiloberflächen einsetzbaren Prüftechniken zur Messung der Betondichtigkeit.

Die dabei vor allem experimentell gewonnenen Erfahrungen, ergänzt um Literaturauswertungen, ließen es als aussichtsreich erscheinen, ein Dauerhaftigkeitsmodell zu entwickeln. Bezogen auf den häufigsten Schadensfall der Korrosion der oberflächennahen Bewehrung infolge karbonatisierungsbedingter Aktivierung, soll das Modell sowohl zur Prognose und Planung der Lebensdauer, als auch zur Kontrolle der Bauausführung und zur Inspektion und Wartung bestehender Bauwerke einsetzbar sein.

Wir danken dem Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau für die finanzielle Förderung dieses Vorhabens. Den Mitgliedern des Beratungsgremiums Herrn Dr. Grübl (Fa. Dyckerhoff & Widmann AG), Herrn Prof. Dr.-Ing. H.W. Reinhardt (Univ. Stuttgart), Herrn Prof. Dr.-Ing. P. Schießl (RWTH Aachen) und Herrn Prof. Dr.-Ing. H.-J. Wierig (Univ. Hannover) danken wir für Stellungnahmen zu dem folgenden Forschungsbericht.

Die Verfasser

Braunschweig, den 14.02.1992

# INHALTSVERZEICHNIS

VORWORT

INHALTSVERZEICHNIS

FORMELZEICHEN

1.	AUFGABENSTELLUNG UND VORGEHEN	1
1.1	Anlaß und Ziel	1
1.2	Arbeitsschritte	2
1.3	Erläuterung wesentlicher Begriffe	3
1.4	Wirtschaftliches und wirklichkeitsnahes Dauerhaftigkeitskriterium	5
1.5	Statistisches Dauerhaftigkeitsmodell	8
2.	KARBONATISIERUNG UND BETONDICHTIGKEIT	11
2.1	Zur Karbonatisierung des Betons und deren Modellierung	11
2.2	Das Karbonatisierungsgesetz von Schießl	12
2.2.1	Überprüfung des Karbonatisierungsgesetzes	15
2.3	Einbindung zerstörungsfreier Meßverfahren der Betondichtigkeit	24
2.3.1	Zum Zusammenhang von Diffusion und Absorption	26
2.3.2	Zum Zusammenhang von Diffusion und Permeation	29
2.3.3	Übergang zu Dichtigkeitsmeßverfahren	31
2.3.3.1	ISA-Verfahren nach BS 1881, pt. 5	31
2.3.3.2	Gaspermeationsmessung nach Paulmann	36
2.4	Zusammenfassung und Ausblick	39
3.	LITERATURAUSWERTUNG ZUR DIFFUSIONSDICHTIGKEIT VON BETON UND MÖRTEL	41
3.1	Zur Versuchsmethodik und -auswertung	41
3.2	Vergleichbarkeit von $O_2$ - mit $CO_2$ -Diffusionskoeffizienten	41
3.3	Vorüberlegungen zum Einfluß der Feuchte, der Art der Proben-trocknung und des Karbonatisierungsgrades	43

3.3.1	Feuchteeinfluß	43
3.3.2	Einfluß der Trocknungsart und der versuchsvorbereitenden Lagerung	45
3.3.3	Karbonatisierungszustand	47
3.3.4	Weitere Einflüsse	48
3.4	Ableitung eines $D_{O_2}$ -Grundwertes in Abhängigkeit beton-technologischer Parameter für trockenen, unkarbonatisierten Beton	49
3.5	Einfluß der Feuchte auf den $O_2$ -Diffusionskoeffizienten	54
3.6	Berücksichtigung des Vorhandenseins von Rissen	56
3.7	Kritische Bewertung der genannten Ansätze	58
3.8	Zusammenfassung der Abschnitte 2 und 3	60
4.	WITTERUNGSEINFLÜSSE UND IHRE AUSWIRKUNGEN AUF DEN OBER-FLÄCHENNAHEN FEUCHTEGEHALT IM BETON	61
4.1	Zusammenstellung maßgebender Witterungsdaten	61
4.1.1	Temperaturangaben	62
4.1.2	Angaben zur relativen Feuchtigkeit	63
4.1.3	Angaben zu den Niederschlägen und Windverhältnissen	64
4.2	Schlußfolgerungen für die untersuchten Lagerungsfälle	67
4.3	$CO_2$ -Konzentration	67
4.4	Zusammenfassung	68
5.	PROGNOSE DER KARBONATISIERUNGSTIEFE UND LEBENSDAUER	70
5.1	Zwischenbilanz der bisherigen Ausführungen	70
5.2	Verifikation des Karbonatisierungsmodells	70
5.2.1	Das statistische Karbonatisierungsmodell	70
5.2.2	Vergleich vorhergesagter mit gemessenen Karbonatisierungstiefen	72
5.3	Plausibilitätsprüfung des Dauerhaftigkeitskriteriums	75
5.3.1	Das statistische Lebensdauermodell	75
5.3.2	Durchführung der Plausibilitätsprüfung	76
5.4	Parameterstudien zur Dauerhaftigkeit	80
5.4.1	Auswirkungen von Fehleinschätzungen der Betonzusammensetzung, der Nachbehandlungsdauer, der Ausführungsqualität und der Umweltbedingungen (Planungsfehler)	82

5.4.2	Auswirkungen einer mangelnden Sorgfalt der Bauausführung (Ausführungsfehler)	86
6.	ANWENDUNG DES DAUERHAFTIGKEITSMODELLS	89
6.1	Bauteilplanung	89
6.2	Bauteilabnahme	91
6.2.1	Aufgabenstellung und einzusetzende Prüfmethoden	91
6.2.2	Abnahmekriterium der Betondichtigkeit	91
6.2.2.1	Festlegung einer Annahmekennlinie	91
6.2.2.2	Ableitung einzuhaltender Mindestwerte der Dichtigkeit	97
6.2.3	Erläuterungen zur Abnahmeprüfung	105
6.3	Inspektion von Bauteilen aus bestehenden Gebäuden	107
6.3.1	Aufgabenstellung, Prüfmethoden und Vorgehen	107
6.3.2	Das Inspektionsmodell	109
6.3.2.1	Das Inspektionsmodell der ISA-Prüfung	109
6.3.2.2	Das Inspektionsmodell der Permeationsprüfung nach Paulmann	111
6.3.3	Erläuterungen zur Durchführung der Inspektion	111
6.4	Anwendungsbeispiel	112
7.	AUSBLICK, BEWERTUNG UND ZUSAMMENFASSUNG	118
8.	LITERATUR	121

## FORMELZEICHEN

### Große Buchstaben

$A$	Wasseraufnahmekoeffizient
$A_{\text{Pore}}$	Wasseraufnahmekoeffizient einer idealisierten Betonpore
$A_{\text{tr}}$	Wasseraufnahmekoeffizient einer im Vakuum getrockneten Betonprobe
$A_{\text{w10}}$	Wasseraufnahmekoeffizient der Wassereindringprüfung analog dem Verfahren von Karstens für den Zeitpunkt $t = 10$ Minuten nach Versuchsbeginn
$D$	Diffusionskoeffizient
$D_c$	$\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizient
$D_{c,\text{tr}}$	$\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizient einer im Vakuum getrockneten Betonprobe
$D_{\text{O}_2}$	Sauerstoffdiffusionskoeffizient
$D_{\text{Pore}}$	$\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizient einer idealisierten Betonpore
$D(c_g=a)$	$\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizient des vollständig karbonatisierten Betons
$D(c_g=0)$	$\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizient des nicht karbonatisierten Betons
ISA	Meßwert des <u>i</u> nitial <u>s</u> urface <u>a</u> bsorption tests
$\text{ISA}_t$	Meßwert zum Ablesezeitpunkt $t$ (hier: $t = \text{Zeit seit Versuchsbeginn}$ , i.d.R. wird $t = 10$ Minuten gewählt)
$\text{ISA}_{10,\text{f}}$	auf einer der Witterung ausgesetzten Betonoberfläche gemessener $\text{ISA}_{10}$ -Wert
$\overline{\text{ISA}}_{10,\text{v}}$	mittlerer $\text{ISA}_{10}$ -Wert einer Stichprobe
$J$	Diffusionsstrom
$K$	Permeationskoeffizient für Stickstoff bzw. Sauerstoff
$M$	Permeationsmaß der Stickstoff-Permeationsprüfung nach Paulmann
$M(\varphi)$	Permeationsmaß gemessen auf einer feuchten, der Witterung ausgesetzten Oberfläche
$M_{\text{tr}}$	Permeationsmaß einer im Vakuum getrockneten Betonprobe
$\overline{M}_v$	mittleres Permeationsmaß einer Stichprobe
$P$	Wahrscheinlichkeit für den Eintritt des Ereignisses Verlust des Korrosionsschutzes bzw. Schlechtanteil einer Produktionsserie
$P_c$	Wahrscheinlichkeit für das Ereignis, daß die Dicke der Betondeckung den bestimmten Wert $x$ überschreitet
$P_{xc}$	Wahrscheinlichkeit für das Ereignis, daß die Karbonatisierungstiefe $x_c$ den bestimmten Wert $x$ überschreitet

$P_{zu1}$	zulässiger Wert für die Wahrscheinlichkeit des Eintrittes des Ereignisses des Verlustes des Korrosionsschutzes
$P_0$	Wahrscheinlichkeit für das Ereignis, daß sich an der zu untersuchenden Stelle der Betonoberfläche ein Bewehrungsstab der äußersten Bewehrungslage befindet
$P_1$	Gutgrenze der Annahmekennlinie
$P_2$	Schlechtgrenze der Annahmekennlinie
$Q$	Gasvolumenstrom der Stickstoff-Permeationsprüfung nach Paulmann
$T$	Temperatur
$V_B$	Variationskoeffizient der gleichermaßen für den w/z-Wert und den Zementgehalt gültig sein soll
$V_C$	Variationskoeffizient der Dicke der Betondeckung
$W$	Annahmewahrscheinlichkeit ( $W = 1 - \alpha$ )

### Kleine Buchstaben

$a$	Abstand der Bewehrungsstäbe
$a$	Menge an $CO_2$ , die von der karbonatisierbaren Betonsubstanz gebunden werden kann
$a, b$	Regressionskonstanten des linearen Zusammenhanges Diffusion - Absorption
$a_{t,abs}$	Porenstrukturfaktor der Absorption
$a_{t,diff}$	Porenstrukturfaktor der Diffusion
$\bar{b}$	klimaabhängige Betonkonstante
$c$	Dicke der Betondeckung
$\bar{c}$	mittlere Dicke der Betondeckung
$c, d$	Regressionskonstanten des linearen Zusammenhanges Diffusion - Permeation
$c_f$	Menge an frei diffundierbaren $CO_2$
$c_g$	Menge an chemisch gebundenen $CO_2$
$c_1$	$CO_2$ -Konzentration der Atmosphäre
$c_q$	q%-Fraktile der Dicke der Betondeckung
$d$	Probendicke
$d_s$	Stabdurchmesser der Bewehrung
$f_m(\varphi)$	Faktor zur Erfassung des Feuchteinflusses auf das Permeationsmaß
$f_1$	Faktor zur Erfassung des Feuchteinflusses auf die Beziehung $ISA_{10,f}$ zu $A_{tr}$

$f_{1,max}$	Maximalwert für $f_1$
$f_{1,min}$	Minimalwert für $f_1$
$f, g$	Regressionskonstanten des exponentiellen Zusammenhangs Diffusion - Permeation
$k$	Annahmefaktor
$\max ISA_{10}$	einzuhaltender maximaler $ISA_{10}$ -Wert
$\max ISA_{10,v}$	maximaler $ISA_{10}$ -Wert der Stichprobe
$\max M$	einzuhaltender Maximalwert des Permeationsmaßes
$\max M_v$	maximales Permeationsmaß der Stichprobe
$\min c$	Mindestwert der Dicke der Betondeckung
$n$	Stichprobenumfang oder Anzahl der Simulationsläufe
$n_s$	Stichprobenumfang bei gleichzeitiger Bestimmung der Standardabweichung aus der Stichprobe
$n_o$	Stichprobenumfang bei bekannter Standardabweichung
$\text{nom } c$	nominelle Dicke der Betondeckung
$\text{nom } ISA_{10,v}$	einzuhaltender mittlerer (nomineller) $ISA_{10}$ -Wert
$\text{nom } M$	einzuhaltendes mittleres (nominelles) Permeationsmaß
$r$	Porenradius
$s_{ISA}$	aus den Stichprobenergebnissen bestimmte Standardabweichung des $ISA_{10}$ -Wertes
$s_M$	aus den Stichprobenergebnissen bestimmte Standardabweichung des Permeationsmaßes
$t$	Betonalter bzw. Zeit seit Karbonatisierungsbeginn
$t_G$	vom Bauherrn beabsichtigte Gebrauchsdauer eines Stahlbetonbauteils
$t_L$	technische Lebensdauer eines Stahlbetonbauteils
$t_N$	geforderte Nutzungsdauer eines Stahlbetonbauteils
$t_{NB}$	Nachbehandlungsdauer
$w/z$	Wasser-Zement-Wert
$x$	Abstand von der Betonoberfläche
$x_c(t)$	Karbonatisierungstiefe zum Betonalter $t$
$\overline{x_c}(t)$	mittlere Karbonatisierungstiefe zum Betonalter $t$
$x_{c,min}(t)$	Mindestwert der Karbonatisierungstiefe zum Betonalter $t$
$x_{c,max}(t)$	Maximalwert der Karbonatisierungstiefe zum Betonalter $t$
$x_{c,p}$	p%-Fraktile der Karbonatisierungstiefe
$x_{c\infty}$	Endkarbonatisierungstiefe
$x_s$	Dicke der durchströmten Schicht bei der Stickstoff-Permeationsprüfung nach Paulmann



## Griechische Buchstaben

$\alpha$	Aussagesicherheit
$1-\beta$	Ablehnungswahrscheinlichkeit
$\gamma$	Eintretenswahrscheinlichkeit des Fraktilwertes
$\Delta c$	CO <sub>2</sub> -Konzentrationsgefälle zwischen Betonoberfläche und Karbonatisierungstiefe bzw. Konzentrationsgefälle im Allgemeinen
$\Delta t_G$	Vorhaltemaß der Gebrauchsdauer
$\epsilon_{\text{abs}}$	Volumen an absorbierbaren Poren (Poren $100 \leq r \leq 10000$ nm)
$\epsilon_{\text{diff}}$	Volumen an diffundierbaren Poren (Poren mit $r > 30$ nm)
$\mu$	Diffusionswiderstandszahl
$\eta$	Viskosität
$\varphi$	relative Luftfeuchte

## 1. AUFGABENSTELLUNG UND VORGEHEN

### 1.1 Anlaß und Ziel

Die Hauptursache für Schäden an Außenbauteilen aus Stahlbeton an normaler Witterung ist die Korrosion der oberflächennahen Bewehrung. Diese wird möglich, sobald die Karbonatisierung bis zur Bewehrung vorgedrungen ist und dadurch deren Korrosionsschutz aufgehoben worden ist. Die ablaufenden Mechanismen sind seit Anfang des Jahrhunderts bekannt und brauchen hier nicht näher erläutert zu werden.

Der größte Teil derartiger Schäden wird durch Planungs- und Ausführungsfehler verursacht. Sie ließen sich vermeiden, wenn neben den technischen Regeln ergänzende Hilfsmittel zur Bauwerksplanung, Ausführungskontrolle, Abnahmeprüfung und Inspektion in Form eines Modells zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit und Lebensdauer, zur Verfügung ständen. Jedoch existiert ein solches Modell z.Z. nicht [1].

Das Ziel dieses Forschungsvorhabens ist es, ein solches Modell in mehreren Schritten zu entwickeln. Das Modell soll folgende Eigenschaften aufweisen:

#### 1. PLANUNGSINSTRUMENT

Als Planungsinstrument eingesetzt, sollen mit dem Modell die wesentlichen betontechnologischen Parameter (w/z-Wert, Zementart, Nachbehandlungsdauer, Dicke der Betondeckung, Qualität der Bauausführung) so festgelegt werden können, daß die Lebensdauer des Bauteils größer ist als die beabsichtigte Nutzungsdauer.

#### 2. KONTROLLINSTRUMENT

Als Kontrollinstrument muß das Modell die Einhaltung der geforderten Ausführungsqualität überprüfen lassen, während der Bauausführung und zum Zweck der Bauwerksabnahme. Hierzu bedient es sich zerstörungsfreier Meßmethoden zur Messung der Betondichtigkeit und -deckung am Bauwerk. Zur Bewertung der erzielten Qualität muß das Modell ein Abnahmekriterium enthalten.

### 3. INSPEKTIONSINSTRUMENT

Regelmäßige Inspektion und Wartung als Maßnahmen der Instandhaltung sind Voraussetzung zur Bewahrung eines schadensfreien Zustands des Bauwerks. Hierbei werden die o.g. Verfahren eingesetzt. Geeignete Kriterien und Prüfpläne sind aufzustellen.

Das Dauerhaftigkeitsmodell verfolgt mehrere Ziele. Durch die gezielte Bauwerksplanung, durch Kontrolle der Bauausführung sowie des Gebrauchsverhaltens sollen Stahlbetonbauwerke definierter Nutzungsdauer hergestellt werden können. Nach ihrer Fertigstellung ist der Karbonatisierungsfortschritt zu messen und zu beurteilen. Damit die Bewehrungskorrosion nicht länger die Lebensdauer und das Erfordernis einer Sanierung bestimmt, ist nachzuweisen, daß aufgrund der Karbonatisierung die geforderte Nutzungsdauer erreicht wird. D.h. natürlich nicht, alle übrigen Schadensmöglichkeiten mit ausgeschlossen zu haben.

#### 1.2 Arbeitsschritte

Das Dauerhaftigkeitsmodell wird in folgenden Schritten entwickelt:

- Zusammenstellung der physikalisch-chemischen Vorgänge der Karbonatisierung.
- Überprüfung der Anwendbarkeit des Karbonatisierungsgesetzes von Schießl für das Modell.
- Maßgebender Parameter für die Karbonatisierung ist die Betondichtigkeit bezüglich Kohlendioxiddiffusion. Sie geht als  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizient  $D_c$  in das Karbonatisierungsgesetz ein. Weil man  $D_c$  in-situ nicht messen kann, muß man eine Verknüpfung zu den Transportkoeffizienten des kapillaren Wasser-saugens und der Permeation eines Meßgases herstellen. Diese Transportarten sind bei der in-situ-Messung der Dichtigkeit realisierbar.
- Die maßgebenden Parameter der Betondichtigkeit, die bei der Planung und Ausführung gesteuert werden können, sind: Zementart, w/z-Wert, Nachbehandlung und Qualität der Bauausführung. Zwischen diesen Parametern und dem  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten werden unter Beachtung der Betonfeuchte Zusammenhänge hergestellt.
- Für die Grundfälle "ungeschützt im Freien" und "im Freien unter Dach" erfolgt eine Zusammenfassung mitteleuropäischer Wetterdaten (Temperatur, rel. Feuchte, Niederschlags- und Windverhältnisse,  $\text{CO}_2$ -Konzentration) zu relevanten Modelleingangsgrößen.

- Aufstellung des statistischen Karbonatisierungsmodells. Durch Monte-Carlo-Simulation wird die Karbonatisierungstiefe in Abhängigkeit obiger Parameter und ihrer Streuung unter Berücksichtigung der Witterungsverhältnisse vorhergesagt. Das Modell wird verifiziert.
- Darauf aufbauend, wird ein Modell zur Berechnung der Lebensdauer von Stahlbetonbauteilen aufgestellt. Dessen Aussagekraft wird durch Vergleich mit DIN 1045 beurteilt. Parameterstudien zeigen den Abfall der Lebensdauer infolge von Planungs- und Ausführungsfehlern bzw. von Fehleinschätzungen auf.
- Zur Kontrolle der ausgeführten Betonqualität durch Dichtigkeitsmessungen wird ein Abnahmekriterium entwickelt. Die Plausibilität gewählter Stichprobenumfänge und Annahmefaktoren wird kritisch bewertet. Die Ableitung der einzuhaltenden Grenzwerte stützt sich z.Z. lediglich auf eigene Erfahrungen. Diese Einschränkung ist zu beachten.
- Abschließend erfolgen entsprechende Ableitungen zum Inspektionsmodell bestehender Bauwerke.

Die Zielsetzung dieses Forschungsvorhabens beschränkt sich auf die Entwicklung eines Dauerhaftigkeitsmodells zur Planung, Ausführung und/oder Beurteilung von Stahlbetonbauteilen. Darüber hinausgehende Angaben zur Güteüberwachung, wie sie beispielsweise den Abschnitten 5 bis 8 von DIN 1045 oder Abschnitt 11 von ENV 206 entsprechen würden, sind in der Regel nicht Gegenstand dieses Berichtes. Ebenso wird nicht geprüft, ob bzw. inwieweit dortige Angaben direkt oder sinngemäß auch im Rahmen der Dauerhaftigkeitsbeurteilung nach dem hier entwickelten Modell anwendbar sind.

In der Mehrzahl der Fälle liegt die Schadensursache nicht in der übermäßigen Karbonatisierung des Betons, sondern in einer mangelnden Sorgfalt bei der Einhaltung der Mindestdicke der Betondeckung. Durch Aufnahme des Parameters "Qualität der Bauausführung" in das Dauerhaftigkeitsmodell wird dem Rechnung getragen werden.

### 1.3 Erläuterung wesentlicher Begriffe

Nach DIN 1045, Abschn. 2.1.2 bedeutet Dauerhaftigkeit für Außenbauteile aus Stahlbeton, "daß der Bewehrungsstahl während der gesamten vorausgesetzten Nutzungsdauer in einem korrosionsschützenden, alkalischen Milieu verbleibt." Die Grenze zwischen (hoch-)alkalischen und infolge Karbonatisierung nur noch

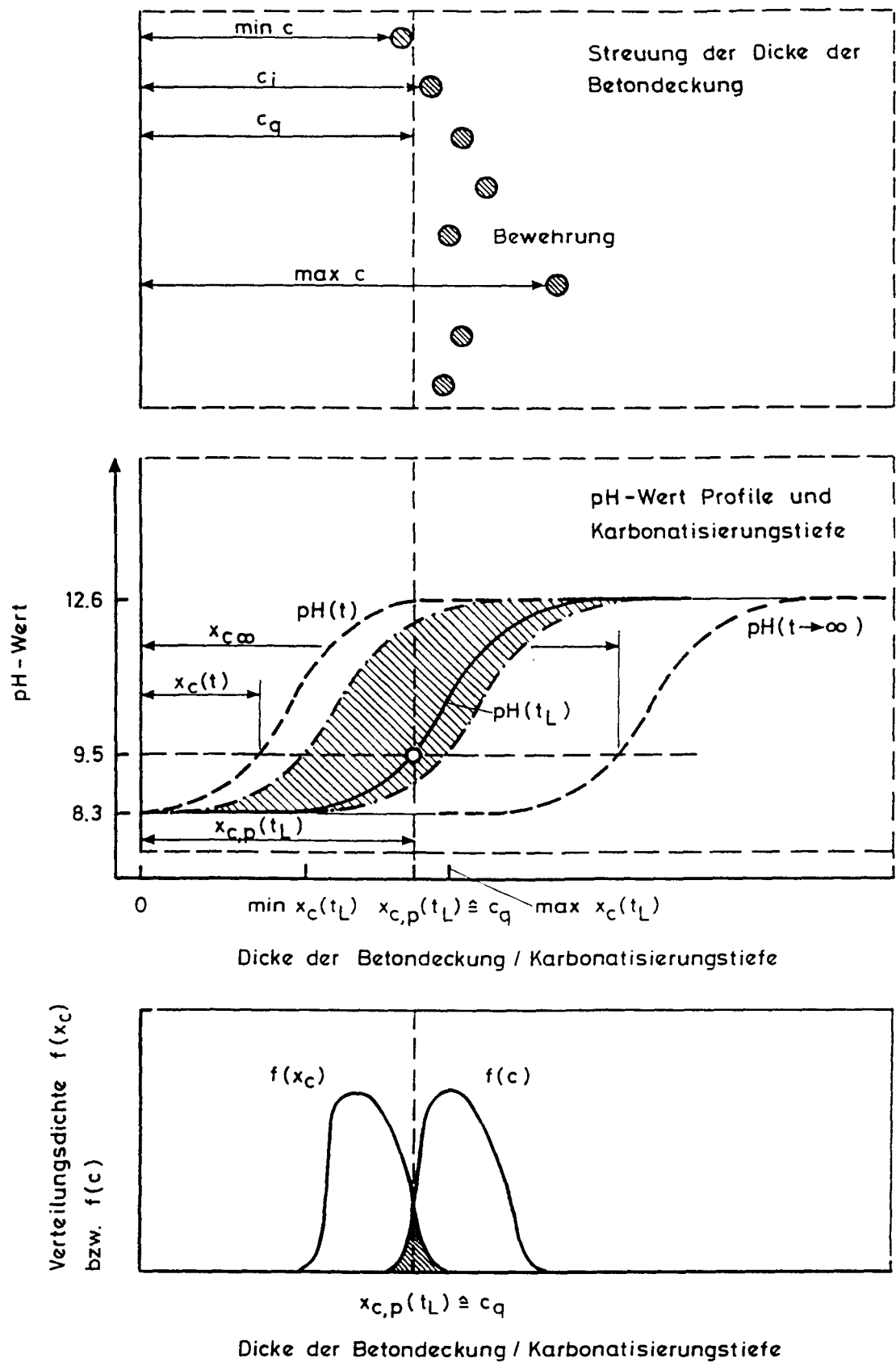


Bild 1.1: Skizze zur Erläuterung der die Dauerhaftigkeit charakterisierenden Bauteileigenschaften

schwach alkalischen Betonbereichen ( $\text{pH} < 9,5$ ; nicht ausreichend zur Bildung einer stabilen Passivschicht [2]) wird mittels Phenolphthalein (pH-Wert Indikator) festgestellt. Die Farbumschlaggrenze bei  $\text{pH} = \text{ca. } 9,5$  zeigt die Karbonatisierungstiefe  $x_c(t)$  an ( $t$  = Betonalter zum Prüfzeitpunkt). Wie in Bild 1.1 dargestellt, ist sowohl die Karbonatisierungstiefe als auch die Dicke der Betondeckung eine streuende Größe.

Die technische Lebensdauer  $t_L$  (im folgenden nur noch als Lebensdauer bezeichnet) ist dann erreicht, wenn maßgebende Fraktilwerte der Karbonatisierungstiefe  $x_{c,p}$  und der Dicke der Betondeckung  $c_q$  gleich groß sind (nähere Erläuterungen s. Abschn. 1.4). Die Lebensdauer ist dadurch ein bestimmter Fraktilwert aus der Lebensdauerverteilung, nämlich dasjenige Betonalter, für den der eingetretene Verlust des Korrosionsschutzes den zulässigen Umfang gerade noch nicht überschreitet. Die vom Bauherrn beabsichtigte Gebrauchsdauer  $t_G$  ist dagegen eine vorzugebende Planungsgröße. Nach [3] wurde sie bisher bauwerksabhängig zu weniger als 200 Jahren ausgeschrieben. Um ein dauerhaftes (instandsetzungsfreies) Bauteil zu erhalten, muß die Lebensdauer  $t_L$  (durability) größer als die geforderte Nutzungsdauer  $t_N$  sein. Unter der geforderten Nutzungsdauer  $t_N$  (nominal design life; designed service life) wird dabei die Summe aus der Gebrauchsdauer  $t_G$  und einem Vorhaltemaß der Gebrauchsdauer  $\Delta t_G$  verstanden. Es muß gelten:

$$t_L \geq t_G + \Delta t_G = t_N \quad (1.1)$$

Zur Veranschaulichung sind diese Verhältnisse in Bild 1.2 dargestellt.

Die wirtschaftlichen Vorteile der gezielten Planung und Ausführung dauerhafter Bauteile sind beispielsweise in [3] beschrieben und brauchen nicht näher erläutert zu werden.

#### 1.4 Wirtschaftliches und wirklichkeitsnahes Dauerhaftigkeitskriterium

Forschung und Erfahrung lehren, daß die lokale Depassivierung der Bewehrungsoberfläche infolge Karbonatisierung die Lebensdauer nicht beeinträchtigt [4] (einzelne Karbonatisierungsspitzen, Risse mit  $w \leq 0,3 - 0,4$  mm). Nicht bekannt ist dagegen, ab welchem Depassivierungsgrad von einem signifikanten und nicht mehr zulässigen Verlust des Korrosionsschutzes gesprochen werden kann. Beruhend auf zu begründenden Annahmen ist hierfür ein wirklich-

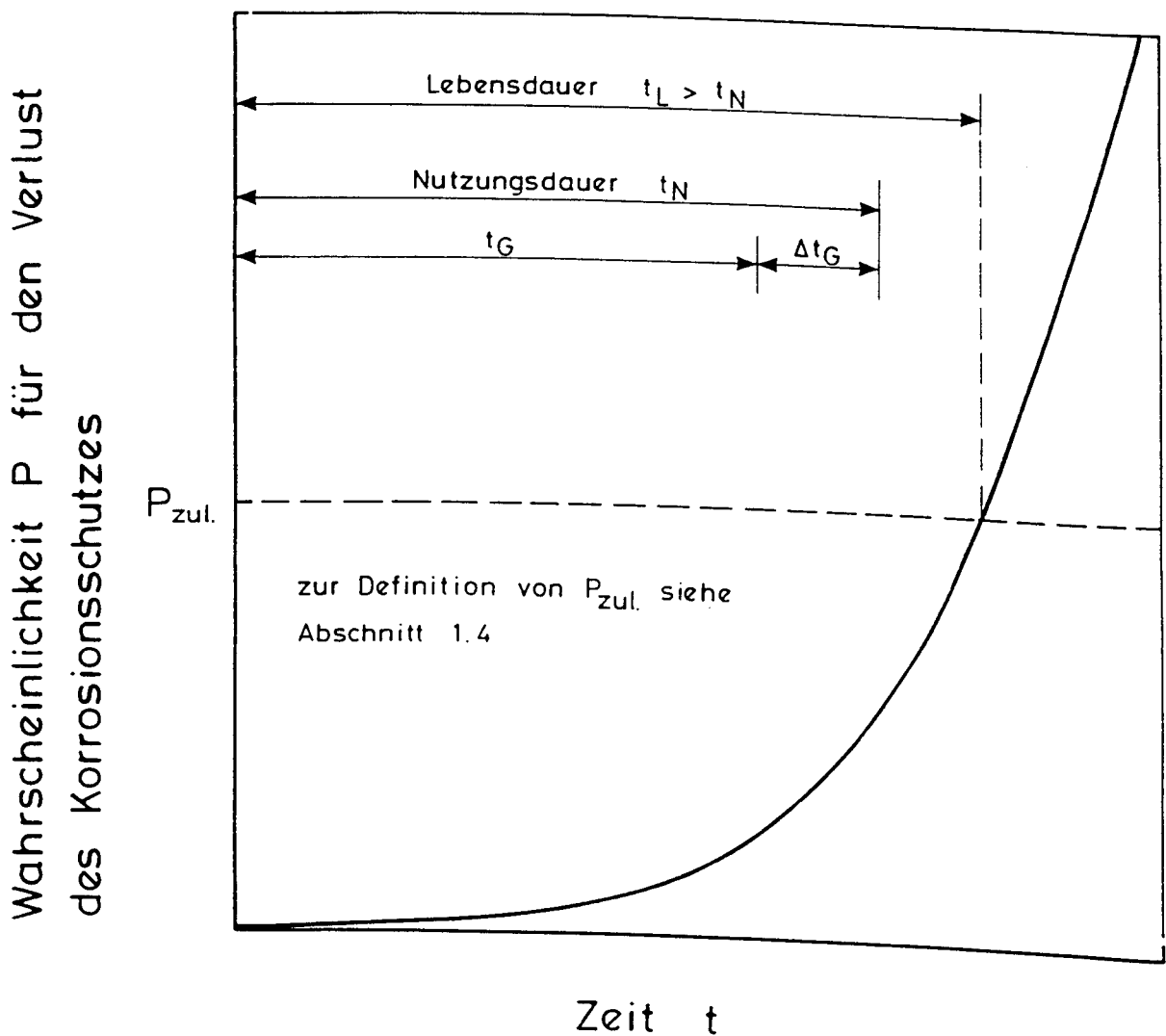


Bild 1.2: Skizze zur Erläuterung der Begriffe (technische) Lebensdauer  $t_L$  und (geforderte) Nutzungsdauer  $t_N$

keitsnahes Kriterium zu entwickeln. Die Begründung muß folgende Bedingungen erfüllen:

1. Das noch dauerhafte Bauteil muß mit akzeptabler Aussagekraft vom nicht mehr dauerhaften unterschieden werden können (Trennschärfe). Dabei müssen solche Schäden kleineren Ausmaßes toleriert werden, die im Zuge der Wartung mit geringem Aufwand reparierbar sind (Wirtschaftlichkeit).
2. Langjährige Erfahrungen und der Stand der Technik (z.B. Dauerhaftigkeitsregelungen von DIN 1045 oder ENV 206) müssen widerspruchsfrei erfaßt werden (Plausibilität, Widerspruchsfreiheit).

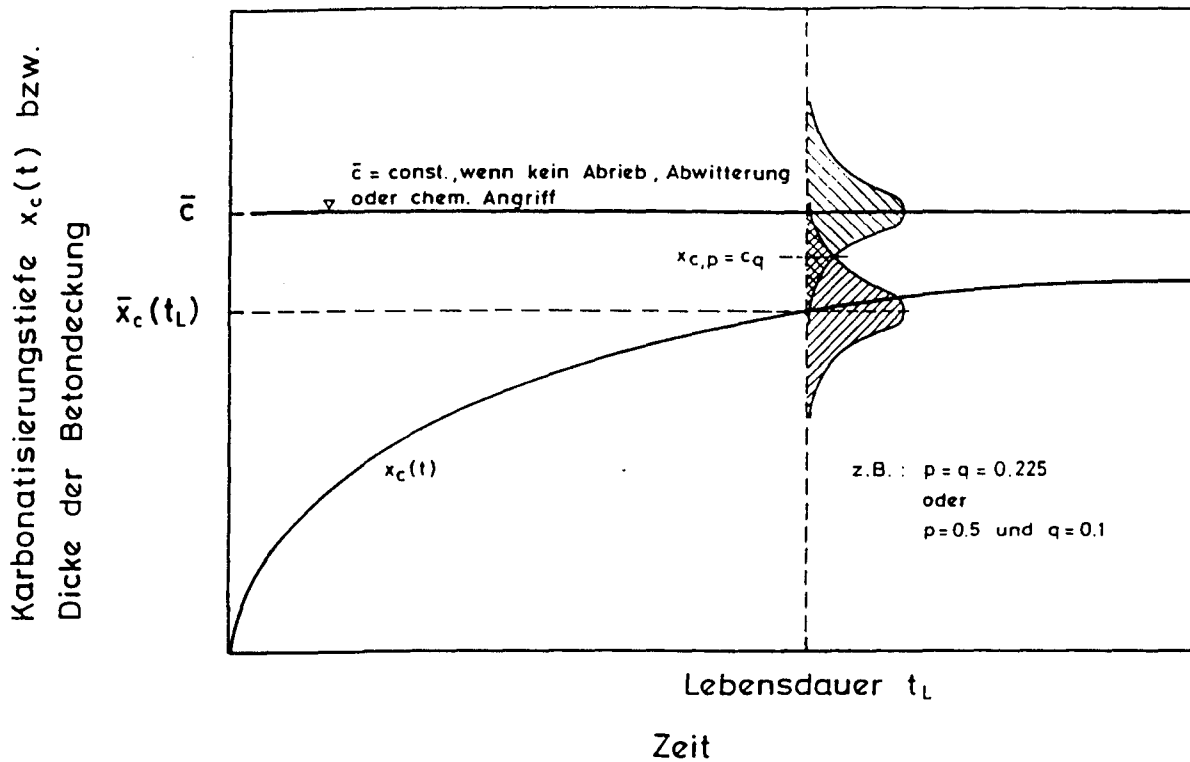


Bild 1.3: Formales aber wirklichkeitsfernes Dauerhaftigkeitskriterium

3. Das Kriterium darf natürlich nicht ausschließlich triviale Lösungen ergeben (z.B. ohne Untersuchung zweifelsfrei dauerhafte Bauteile) (Signifikanz).

Angenommen wird (Plausibilitätsprüfung siehe Abschn. 5.3), daß die Lebensdauer  $t_L$  überschritten ist, wenn maximal 5 % der Bewehrung von der Karbonatisierung erreicht worden sind (s. Bild 1.3):

$$P_{xc} \cdot P_c \cdot P_o \leq 0,05 \quad (1.2)$$

mit

$P_{xc}$ : Wahrscheinlichkeit für das Ereignis, daß die Karbonatisierungstiefe  $x_c$  einen bestimmten Wert  $x$  überschreitet.

$P_c$ : Wahrscheinlichkeit für das Ereignis, daß die Dicke der Betondeckung denselben bestimmten Wert  $x$  unterschreitet.

$P_o$ : Wahrscheinlichkeit für das Ereignis, daß sich an der zu untersuchenden Stelle der Betonoberfläche ein Bewehrungsstab der äußersten Bewehrungslage befindet.

Während Karbonatisierungsspitzen an beliebiger Stelle im oberflächennahen Be-



ton auftreten können, werden Bewehrungsstäbe parallel zueinander in einem gewissen Abstand  $a$  (abhängig vom Stabdurchmesser  $d_s$ , vom Größtkorn der Sieblinie und vom Bauteil) verlegt. Stellt man sich mit Bild 1.4 ein orthogonal bewehrtes Bauteil vor, so erkennt man, daß nur in einem vom Verhältnis  $a/d_s$  abhängigen maßgebenden Teil der Betondeckung potentielle Korrosion von Interesse ist. Für baupraktische Verhältnisse gilt:

$$a/d_s > 4,0 \quad (1.3)$$

$P_o$  ist somit identisch mit der Wahrscheinlichkeit, daß die zu untersuchende Stelle der Betonoberfläche im maßgebenden Teil der Betondeckung liegt, und es gilt nach Gl. (1.3):

$$P_o \leq 0,25 \quad (1.4)$$

Durch Einsetzen von Gl. (1.4) in Gl. (1.2) erhält man als Dauerhaftigkeitskriterium:

$$P_{xc} \cdot P_c \leq 0,20 \quad (1.5)$$

Die Unabhängigkeit der Ereignisse

- Dicke der Betondeckung
- Anhäufung von Bewehrung (bis zu dem Verhältnis lichter Abstand gleich Stabdurchmesser) und der
- Dichtigkeit des Betons der Betondeckung (ein maßgebender Parameter des Karbonatisierungsfortschrittes)

konnte in [5] nachgewiesen werden.

## 1.5 Statistisches Dauerhaftigkeitsmodell

Wegen

- der Streuung der Eigenschaften der Betonausgangsstoffe,
- der von der Sorgfalt der Betonherstellung abhängigen Streuung der Betonqualität,
- der von der Sorgfalt und Qualitätssicherung der Bewehrungsarbeiten, des

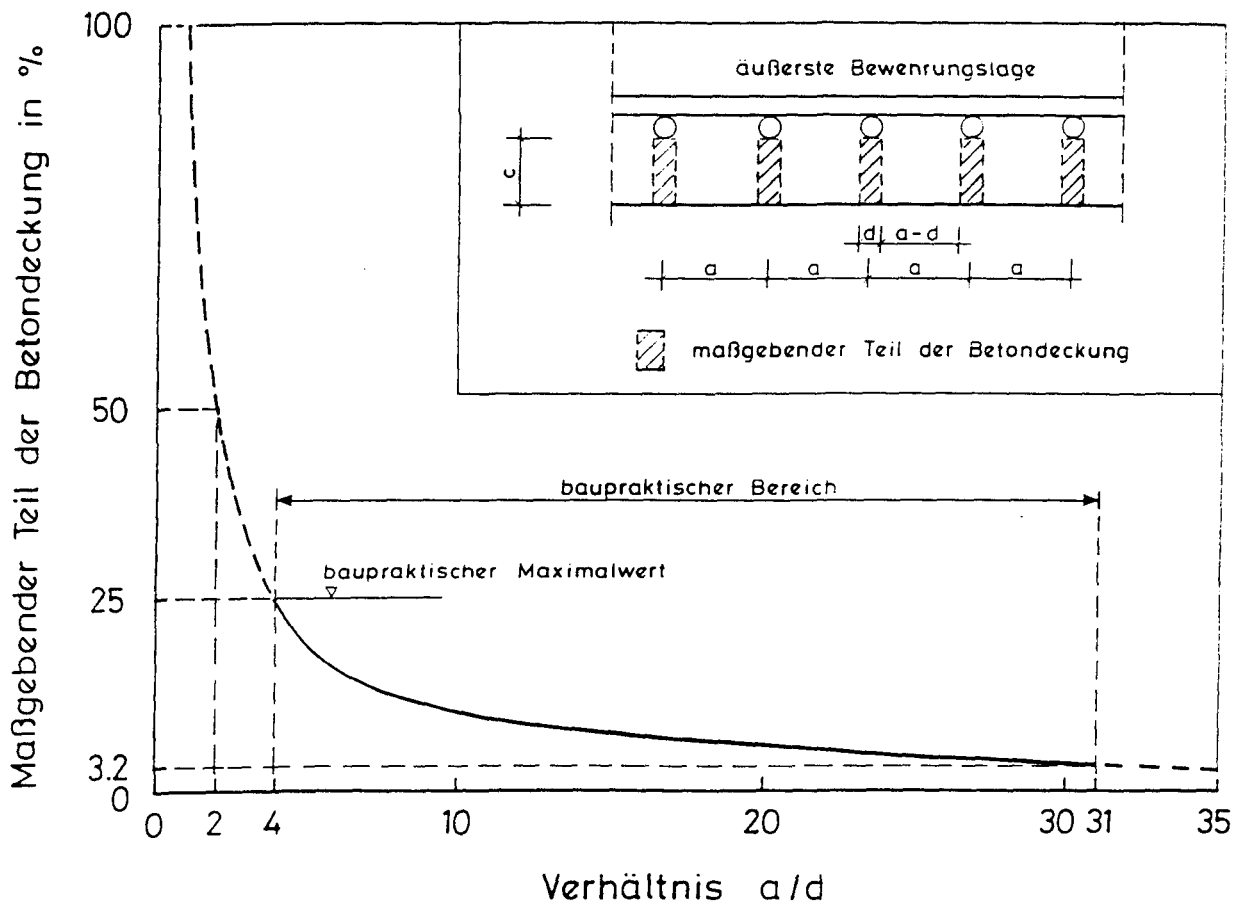


Bild 1.4: Erläuternde Skizze zur Definition des Begriffs "maßgebender Teil der Betondeckung"

Schalungsbaus und der Betonarbeiten abhängigen Streuung der Dicke der Betondeckung

- und wegen der wechselnden Umwelteinflüsse

ist die Lebensdauer (Dauerhaftigkeit) von Stahlbetonbauteilen eine Zufallsvariable. Bedingt durch die komplexen Zusammenhänge, die Vielzahl der zu berücksichtigenden Parameter, wobei Nichtlinearitäten und Wechselwirkungen zu beachten sind, ist die exakte mathematische Berechnung der Lebensdauerverteilung zu aufwendig, gar unlösbar. In der Komplexität vergleichbar ist der rechnerische Nachweis der Versagenswahrscheinlichkeit der Tragfähigkeit, bei dem ersatzweise die Monte-Carlo-Simulation eingesetzt wird [6,7]. Auf dieses Verfahren wird auch hier zurückgegriffen. In jedem Simulationslauf werden für die bestimmenden Parameter der Lebensdauer mit Hilfe von gleichverteilten bzw. normalverteilten Zufallszahlen aus festzulegenden Wertebereichen Zufallswerte ausgewählt. Der Vorhersagewert der Karbonatisierungstiefe wird mit

jenem der Betondeckung verglichen. Das Verhalten eines Bauteils läßt sich durch  $n \geq 500$  Simulationsläufe annähern. Die Lebensdauer ist dann nach Gl. (1.5) näherungsweise jenes Alter, für das in 20 % der  $n$  Simulationsläufe die vorhergesagte Karbonatisierungstiefe größer als die Dicke der Betondeckung ist.

## 2. KARBONATISIERUNG UND BETONDICHTIGKEIT

### 2.1 Zur Karbonatisierung des Betons und deren Modellierung

Die Prognose der Karbonatisierungstiefe bedingt ein Karbonatisierungsgesetz, das einerseits wesentliche Aspekte der Betonzusammensetzung und Herstellbedingungen sowie andererseits die Umweltbedingungen des Bauteils im Reaktionsmechanismus abbildet.

Wesentliche Steuergröße der Karbonatisierung ist der Diffusionskoeffizient  $D_c$ , der in-situ nicht gemessen werden kann. Aus diesem Grunde muß das Gesetz mit am Bauteil meßbaren komplementären Dichtigkeitsparametern verknüpft werden, um Wirklichkeitsnähe der Prognose zu erzielen.

Des weiteren muß das Karbonatisierungsgesetz folgende Aspekte beachten:

- Die von Portlandzement maximal bindbare  $\text{CO}_2$ -Menge beträgt ca. 30 % des Zementgewichts. Für Hochofenzement beträgt dieser Wert rd. 24 % [8].
- Für baupraktische Verhältnisse kann die Tiefe des Farbumschlags des Phenolphthaleintests mit der Karbonatisierungstiefe gleichgesetzt werden. Zu beachten ist, daß in dieser Tiefe nur rd. die Hälfte der karbonatisierbaren Substanz umgesetzt worden ist und sich auch jenseits der Farbumschlagtiefe erhöhte Karbonatgehalte nachweisen lassen [9].
- Bei Bauteilen, die vor direkter Wasserbeaufschlagung (Schlagregen etc.) geschützt sind, kommt es zur Karbonatisierung über die Gasphase. Die Folgen sind: Abnahme der Dichtigkeit bei HOZ, Zunahme bei PZ.
- Bei Bauteilen, die ungeschützt im Freien lagern, ist zusätzlich ein chemischer Angriff durch im Regenwasser gelöstes  $\text{CO}_2$  möglich. Folge: Zunahme der Dichtigkeit infolge Calcitverspätung bzw. Calcitverkrustung. Dies ist unabhängig von der Zementart.
- Die Karbonatisierungstiefe hängt von der Betonfeuchte ab, s. Bild 2.1. Das in den ersten Moleküllagen gebundene Wasser und/oder das kapillarkondensierte Wasser steht bis zu einer rel. Feuchte von  $\varphi \approx 50\%$  bei der Karbonatisierung nur eingeschränkt zur Verfügung. Nur die höheren Schichten mehrmolekularer Wasserfilme und Feuchtegehalte ohne nennenswerten Einfluß auf die diffundierbare Porosität ( $50\% \leq \varphi \leq 70\%$ ) bilden optimale Bedingungen für die Karbonatisierung.

- Aus physikalischer Sicht bestimmen das Porensystem und dessen Wasserhaushalt die Karbonatisierungsgeschwindigkeit. Durch Kohlendioxyd diffundierbar sind i.w. die Poren mit einem Radius  $r \geq 30 \text{ nm}$  [10].
- Infolge örtlich und zeitlich getrennt ablaufender Teilprozesse sowie weiterer Einflüsse bildet sich eine nur teilweise karbonatisierte Übergangszone zwischen der äußeren, vollständig karbonatisierten und der inneren, nicht karbonatisierten Betonzone.
- Ist diese Übergangszone wiederkehrenden Feuchtwechseln ausgesetzt, so werden z.B.  $\text{Ca}^{++}$ -Ionen aus dem inneren, nichtkarbonatisierten Betonbereich (infolge des durch Karbonatisierung entstandenen  $\text{Ca}^{++}$ -Ionengefälles) in die Reaktionszone eindiffundieren bzw. im Porenwasser gelöst bei dessen Bewegung mittransportiert. Entspricht die  $\text{CO}_2$ -Bindefähigkeit dieses Ionenstroms der eindiffundierenden  $\text{CO}_2$ -Menge, kommt es zum Stillstand der Reaktionszone. Die eindiffundierende  $\text{CO}_2$ -Menge ist, über den Einfluß der Feuchte auf die Betondichtigkeit, vom Feuchtegehalt abhängig. Schießl [8] bezeichnet diesen Effekt mit "Karbonatisierungshemmung".
- Die Karbonatisierung ist ein instationärer Vorgang, da das  $\text{CO}_2$ -Konzentrationsgefälle zeitlich veränderlich ist (Feuchtwechsel, Zunahme der Karbonatisierungstiefe). Karbonatisierungsgesetze, die nur auf dem 1. Fick'schen Gesetz beruhen, treffen deshalb umso schlechter zu, je weniger die Annahme stationärer Bedingungen berechtigt ist (Außenbauteile).
- Zum Reaktionsfortschritt muß  $\text{CO}_2$  durch bereits karbonatisierten Beton diffundieren. Der Diffusionskoeffizient des karbonatisierten Betons ist deshalb maßgebend für den Karbonatisierungsfortschritt. Die Karbonatisierung beeinflusst die Betondichtigkeit. Im Karbonatisierungsgesetz ist deshalb ein mit dem Karbonatisierungsgrad veränderlicher Diffusionskoeffizient zu berücksichtigen. Auch dies kann durch das 1. Fick'sche Gesetz nicht geleistet werden (s. Abschn. 2.2.2).

## 2.2 Das Karbonatisierungsgesetz von Schießl

Der Karbonatisierungsvorgang läßt sich in sechs Schritten zusammenfassen:

- 1) Diffusion von  $\text{CO}_2$  durch die Betonporen zur Reaktionszone. Dabei erfolgte die Diffusion durch die teil- bzw. vollständig karbonatisierten Porenbereiche, die je nach den äußeren Randbedingungen ganz oder teilweise wassergefüllt sind.

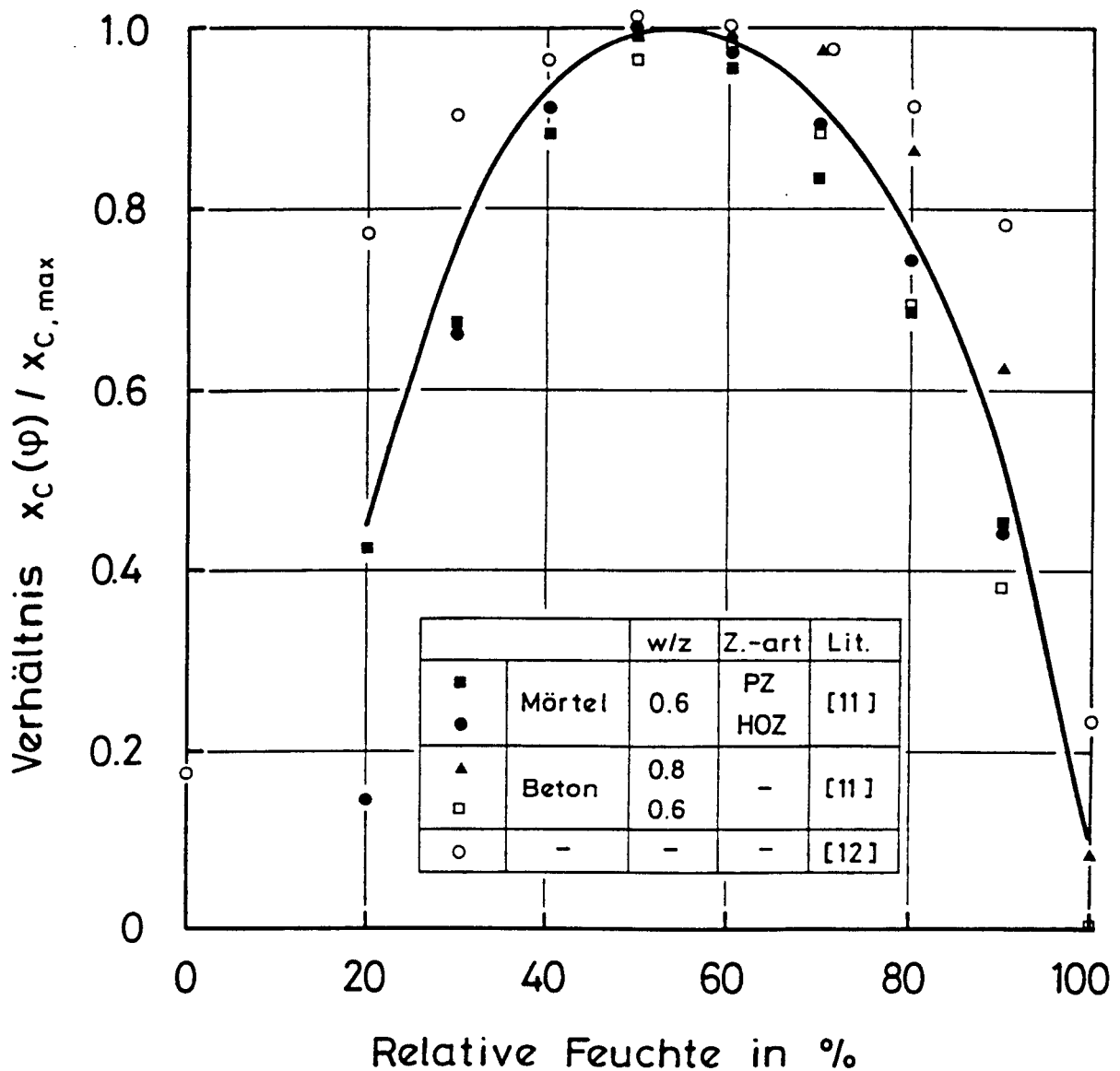


Bild 2.1: Abhängigkeit des Karbonatisierungsfortschritts von der rel. Feuchte  $\varphi$  bei der die Karbonatisierung stattfindet

- 2) Von den in den luftgefüllten Poren vorhandenen  $\text{CO}_2$ -Molekülen geht je nach Gesamtdruck,  $\text{CO}_2$ -Partialdruck, der Temperatur und dem Bindungszustand des Wassers an Porenwandungen, ein Teil in Lösung. Neben den  $\text{Ca}^{++}$ -Ionen liegen dann  $\text{HCO}_3^-$ -bzw.  $\text{CO}_3^{--}$ -Ionen vor.
- 3) Chemische Reaktion der bei Vorgang 2) gebildeten Ionen. Reaktionsfolgen, bezogen auf die Betondichtigkeit, sind:
  - Es handelt sich um eine exotherme Reaktion, bei der Wasser freigesetzt wird. Die frei werdende Wärme reicht zum Verdampfen dieses Wassers aus

[13]. Aus diesem Grund und aus den infolge der Langsamkeit der Reaktion (Karbonatisierungsgeschwindigkeit i.d.R.  $< 1 \text{ mm/Jahr}$ ) geringen Mengen an frei werdendem Wasser, ist der Einfluß auf die Betondichtigkeit nicht signifikant.

- Die Karbonatisierung von  $\text{Ca(OH)}_2$  zu  $\text{CaCO}_3$  ist mit einer Volumenvergrößerung [14] und mit dem Ausfällen des schwerlöslichen  $\text{CaCO}_3$  aus der Porenlösung verbunden. Dadurch wird ein Teil der ursprünglich vorhandenen Poren ganz oder teilweise verschlossen. Bei der Karbonatisierung der CSH-Phasen bildet sich neben  $\text{CaCO}_3$  ein poröses, amorphes Kieselsäuregel [15]. Je nach Verhältnis  $\text{CaO}$  zu  $\text{SiO}_2$  bzw. dem Verhältnis der durch Hydratation entstandenen Menge von freiem  $\text{Ca(OH)}_2$  zu der Menge an CSH-Phasen, erklärt sich hieraus die für PZ festgestellte Zunahme und die für HOZ festgestellte Abnahme der Dichtigkeit (bei Ausschluß direkter Befeuchtung).
- 4) Die Vorgänge 1) bis 3) laufen in der Reaktionszone an der Stelle  $x_1(t_1)$  so lange ab, wie karbonatisierbare Substanz vorhanden ist.
- 5) Ist an der Stelle  $x_1$  zum Zeitpunkt  $t_2 > t_1$  keine karbonatisierbare Substanz mehr verfügbar, so kommt es zum Voranschreiten der Reaktionszone (Zunahme der Karbonatisierungstiefe).
- 6) Die Reaktion kommt an der Stelle  $x_{c\infty}$  zum Stillstand (Endkarbonatisierungstiefe), wenn aus dem Betoninneren so viel karbonatisierbare Substanz in die Reaktionszone einwandert, wie zur Karbonatisierung des eindiffundierenden  $\text{CO}_2$ -Stromes benötigt wird.

Das Karbonatisierungsgesetz von Schießl lautet:

$$x_{c\infty} = \frac{D_c \cdot \Delta c}{\bar{b}} \quad (2.1)$$

$$t = \frac{a}{\bar{b}} \cdot \left( x_c + x_{c\infty} \cdot \ln \left( 1 - \frac{x_c}{x_{c\infty}} \right) \right) \quad (2.2)$$

mit

$x_{c\infty}$ : Endkarbonatisierungstiefe

$D_c$ :  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizient des oberflächennahen Betons im Zustand zumindest angenäherter Ausgleichsfeuchte zur maßgebenden rel. Feuchte des Bauwerksstandortes im Alter von ca. 90 Tagen (unkarbonatisierter Beton)

$\Delta c$ :  $\text{CO}_2$ -Konzentrationsgefälle zwischen Betonoberfläche und Karbonatisierungstiefe

- a: Menge an  $\text{CO}_2$ , die von der karbonatisierbaren Betonsubstanz gebunden werden kann
- t: Betonalter seit Beginn der Karbonatisierung
- $x_c$ : Die zur Zeit t vorhandene Karbonatisierungstiefe ( $0 \leq x_c \leq x_{c\infty}$ )
- $\bar{b}$ : Klimaabhängige Betonkonstante. Sie ergibt sich zu:  

$$\bar{b} = b + f \cdot D_c \cdot \Delta c$$
  - b: Menge an  $\text{CO}_2$ , die zur vollständigen Karbonatisierung der pro Zeit- und Flächeneinheit aus der Karbonatisierungshemmung anfallenden karbonatisierbaren Substanz erforderlich ist,
  - f: Faktor zur Beschreibung der Abnahme des Diffusionskoeffizienten von der Betonaußenseite zum Betoninneren infolge der mit dem Abstand von der Oberfläche zum Betoninneren hin zunehmenden Betonfeuchte und des Einflusses der Karbonatisierung.

### 2.2.1 Überprüfung des Karbonatisierungsgesetzes

Das Karbonatisierungsgesetz beruht z. T. auf zu überprüfenden Annahmen. Die Überprüfung hat sich folgenden Problemen zu widmen:

- Das Karbonatisierungsgesetz beruht auf dem 1. Fick'schen Gesetz. Es erfolgt deshalb eine unabhängige Vergleichsrechnung auf Basis des 2. Fick'schen Gesetzes. Dabei wird die Lage der Reaktionszone durch die Tiefe des für die Betonalkalität charakteristischen Karbonatisierungszustandes (pH-Wert = ca. 9,5, wenn 50 % der karbonatisierbaren Substanz karbonatisiert ist, s. Abschn. 2.1) erfaßt.
- Die beiden Anteile Rückdiffusion (b) und tiefenabhängige Dichtigkeitszunahme (f) der Karbonatisierungshemmung sind getrennt zu überprüfen. Die Betonkonstante  $\bar{b}$  wurde in [8] nicht aus Versuchen, sondern aus der Abweichung gemessener Karbonatisierungstiefen vom  $\sqrt{t}$ -Gesetz abgeleitet. Damit gehen in  $\bar{b}$  sämtliche Modellfehler ein. Auch werden dadurch Fehleinschätzungen infolge nicht berücksichtigter Gegebenheiten korrigiert. Hinsichtlich der Rückdiffusion wird in [8] nur plausibel gemacht, daß Transporte betoneigener Ionen in Außenbauteilen auftreten, nicht aber die ermittelte Größenordnung von  $\bar{b}$  überprüft. Die ermittelten Werte streuen zudem beträchtlich.
- Der Einfluß der Karbonatisierung auf die Betondichtigkeit wird nicht direkt



über den Diffusionskoeffizienten, sondern nur indirekt durch den Faktor  $f$  berücksichtigt. Es wird generell (auch für HOZ) von einer Abnahme des Diffusionskoeffizienten mit zunehmender Karbonatisierung ausgegangen. Dabei soll allerdings der Diffusionskoeffizient der Betonoberfläche durch die Karbonatisierung nicht verändert werden.

Aufgrund dieser zum Teil nicht begründeten und widersprüchlichen Annahmen wird zu prüfen sein:

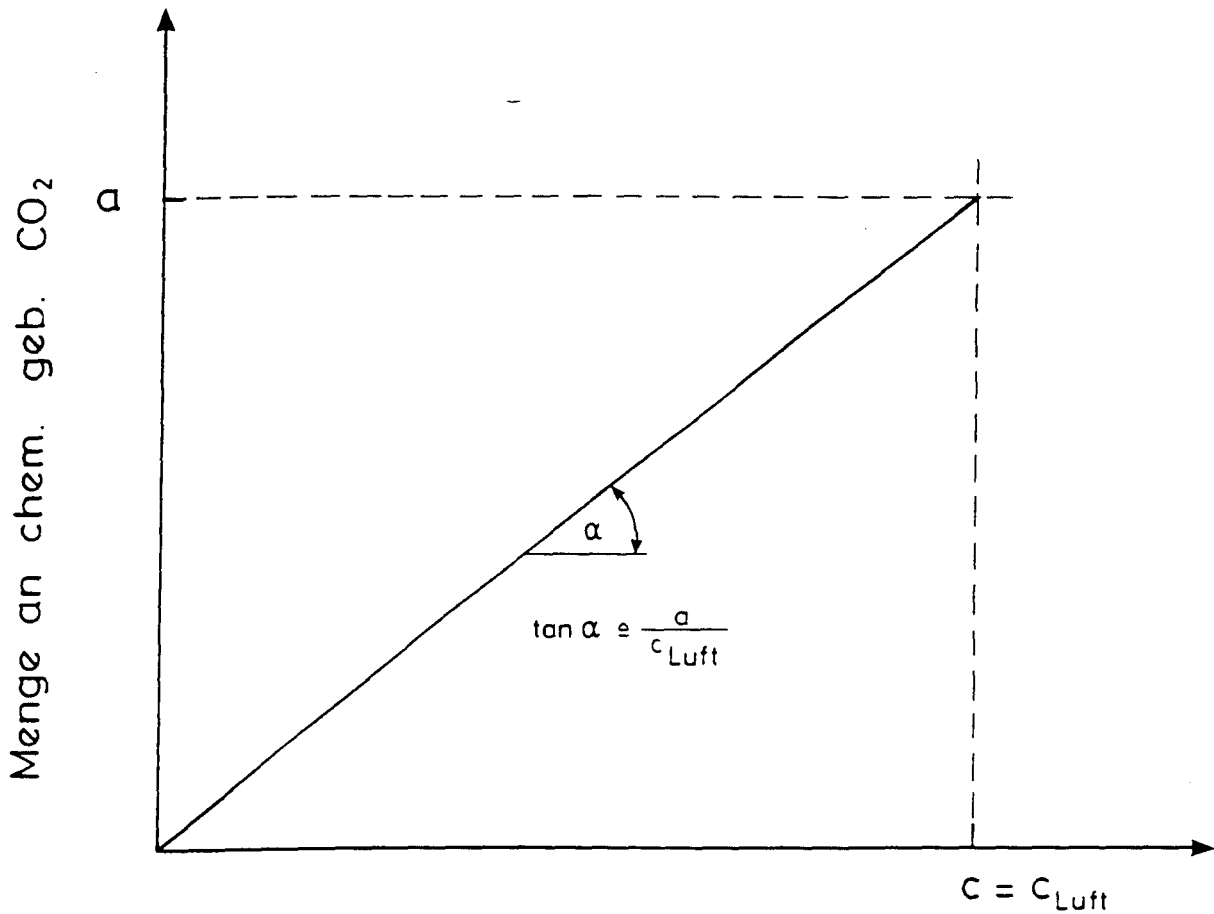
- a) ob die direkte Berücksichtigung der Feuchte und Karbonatisierung auf den Diffusionskoeffizienten (jeweils mittlere Lagerungs- und zementartabhängige Verhältnisse), wobei dann  $f = 0$  und  $\bar{b} = b$  wird, nicht mindestens genauso zutreffende Karbonatisierungstiefen ergibt,
- b) ob die in [8] angegebene Größenordnung der Werte für  $\bar{b}$  zutreffen kann,
- c) ob in Anbetracht der großen Streuung von  $\bar{b}$  die in [8] angegebene Abhängigkeit von den Lagerungsbedingungen und der Festigkeit beibehalten werden muß.

Auf zu [8] unabhängigen Wege wird ein Karbonatisierungsgesetz abgeleitet. Ausgangspunkt ist das 2. Fick'sche Diffusionsgesetz. Die Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten vom Karbonatisierungsgrad wird berücksichtigt. Da dazu keine physikalisch-chemisch begründeten Gesetzmäßigkeiten bekannt sind, wird von einem für solche Fälle häufig benutzten Exponentialgesetz ausgegangen. Um eine geschlossene Lösung der Differentialgleichung zu ermöglichen, ist die Berücksichtigung einer Endkarbonatisierungstiefe nicht möglich. Außerdem wird vereinfachend angenommen, daß zwischen der Menge  $c_f$  an frei diffundierendem  $\text{CO}_2$  und der Menge  $c_g$  an chemisch gebundenem  $\text{CO}_2$  Gleichgewicht besteht und beide Größen zueinander direkt proportional sind (siehe Bild 2.2).

Auf die Betrachtung des Karbonatisierungsfortschritts als Vorgang mit einer wandernden Reaktionsfront (moving-boundary problem) wie von [9,16] berücksichtigt, wird nicht eingegangen. Bei nicht numerischem Vorgehen ergibt sich als Lösung eine Proportionalität zwischen der Karbonatisierungstiefe  $x_c$  und  $\sqrt{t}$  [17].

Gelöst werden muß somit folgende Differentialgleichung [18]:

$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \cdot [D(c_g) \cdot \frac{\partial c_f}{\partial x}] - \frac{\partial c_g}{\partial t} \quad (2.3)$$



### CO<sub>2</sub> -Konzentration in der Porenluft

Bild 2.2: Idealisierter Zusammenhang zwischen der Menge an chemisch gebundenem CO<sub>2</sub> und der zugehörigen freien CO<sub>2</sub>-Konzentration in der Porenluft

mit den Randbedingungen

$$c_f = 0 \text{ für } x > 0, \quad t = 0 \quad (2.4)$$

$$c_f = c_1 = 0,00054 \text{ kg/m}^3 \text{ für } x = 0, \quad t > 0. \quad (2.5)$$

Die Beziehung zwischen  $c_g$  und  $c_f$  lautet (s. Bild 2.2):

$$c_g = \frac{a}{c_1} \cdot c_f \quad (2.6)$$

Mit

$$D(c_g) = D(c_g=a) \cdot e^{B(c_f-c_1)} \quad (2.7)$$

und

$$r = \ln \left( \frac{D(c_g=0)}{D(c_g=a)} \right)$$

(2.8)

ergibt sich nach [18], die CO<sub>2</sub>-Konzentration c<sub>f</sub> an der Stelle x (Entfernung von der Oberfläche) zur Zeit t (Karbonatisierungsalter) aus Tab. 2.1 mit den beiden Hilfswerten

$$y_s = \frac{x}{2 \sqrt{D(c_g=a)} \cdot \sqrt{t}}$$

(2.9)

und

$$g = \frac{1,128 \, r}{1 - 0,177 \, r}$$

(2.10)

Karbonatisierungstiefe ist jener x<sub>c</sub>-Wert, für den gilt: x<sub>c</sub> = x<sub>c</sub>(c<sub>f</sub> = 0,5 c<sub>1</sub>).

Bild 2.3 zeigt für die Verhältnisse

- im Freien unter Dach (φ ≈ 75 %); PZ-Beton
- 10 · 10<sup>-4</sup> ≤ D(c<sub>g</sub>=a) ≤ 0,2 · 10<sup>-4</sup> [m<sup>2</sup>/h]
- a = 100 kg/m<sup>3</sup>
- c<sub>1</sub> = 0,00054 kg/m<sup>3</sup>
- D(c<sub>g</sub>=0) = 1,0 · 10<sup>-4</sup> m<sup>2</sup>/h

Tabelle 2.1: Lösung der DGl. (2.3) in Abhängigkeit der Hilfswerte y<sub>s</sub> und g für eine exponentielle Beziehung zwischen dem Diffusionskoeffizienten und dem Grad der Karbonatisierung (entnommen aus [18], angegeben sind die 1000-fachen Werte der bezogenen CO<sub>2</sub>-Konzentration c<sub>f</sub>/c<sub>1</sub>)

$x_c$	$x$	-2,4	-2,2	-2,0	-1,8	-1,6	-1,4	-1,2	-1,0	-0,8	-0,6	-0,4	-0,2	-0,00	+0,2	+0,4	+0,6	+0,8	+1,0	+1,2	+1,4	+1,6	+1,8	+2,0	+2,2	+2,4
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0,1	78	81	84	87	90	93	96	99	102	105	107	110	112	115	117	120	122	124	126	128	130	132	134	136	138	
0,2	182	185	189	193	196	200	204	207	210	214	217	220	223	226	228	231	233	236	238	240	242	244	246	248	250	
0,3	330	325	323	322	321	322	322	323	324	325	325	328	329	330	331	333	334	335	336	338	339	340	341	342	344	
0,4	600	520	497	479	466	457	449	443	439	435	433	430	429	427	426	425	424	424	423	423	422	422	422	422	422	
0,5	877	775	709	660	624	600	580	564	551	541	534	527	520	516	512	508	505	502	499	497	495	494	492	491	489	
0,6	995	960	898	833	778	737	704	678	657	639	626	614	604	595	588	582	576	571	567	563	559	556	553	550	548	
0,7	1000	997	981	944	896	851	811	777	750	727	708	692	678	666	656	647	639	632	626	620	615	610	606	602	599	
0,8		1000	998	987	962	928	891	857	827	800	779	759	742	728	715	704	694	685	677	670	664	658	653	648	644	
0,9			1000	998	989	970	944	915	886	860	836	816	797	781	766	754	742	732	723	715	707	700	694	688	683	
1,0				1000	998	989	974	953	929	905	883	862	843	826	811	797	784	773	763	754	745	738	731	724	718	
1,1					1000	996	989	976	958	939	919	899	880	863	848	833	820	809	798	788	779	771	763	756	749	
1,2						1000	996	988	977	961	945	928	910	896	879	865	851	839	828	818	808	800	792	784	777	
1,3							1000	998	995	987	977	964	949	934	919	905	891	878	866	855	844	835	825	817	809	
1,4								1000	998	994	986	977	965	952	939	926	913	900	889	878	867	857	848	840	832	
1,5									1000	999	997	992	986	977	966	955	943	931	919	910	897	887	877	868	860	
1,6										1000	999	996	992	985	976	967	956	946	935	925	914	904	895	886	878	
1,7											1000	998	995	990	984	976	967	958	948	938	929	919	910	902	893	
1,8												1000	999	994	989	983	976	968	959	950	941	932	924	915	907	
1,9													1000	999	997	993	988	982	975	968	960	952	944	935	928	
2,0														1000	998	995	992	987	981	975	968	961	953	945	938	

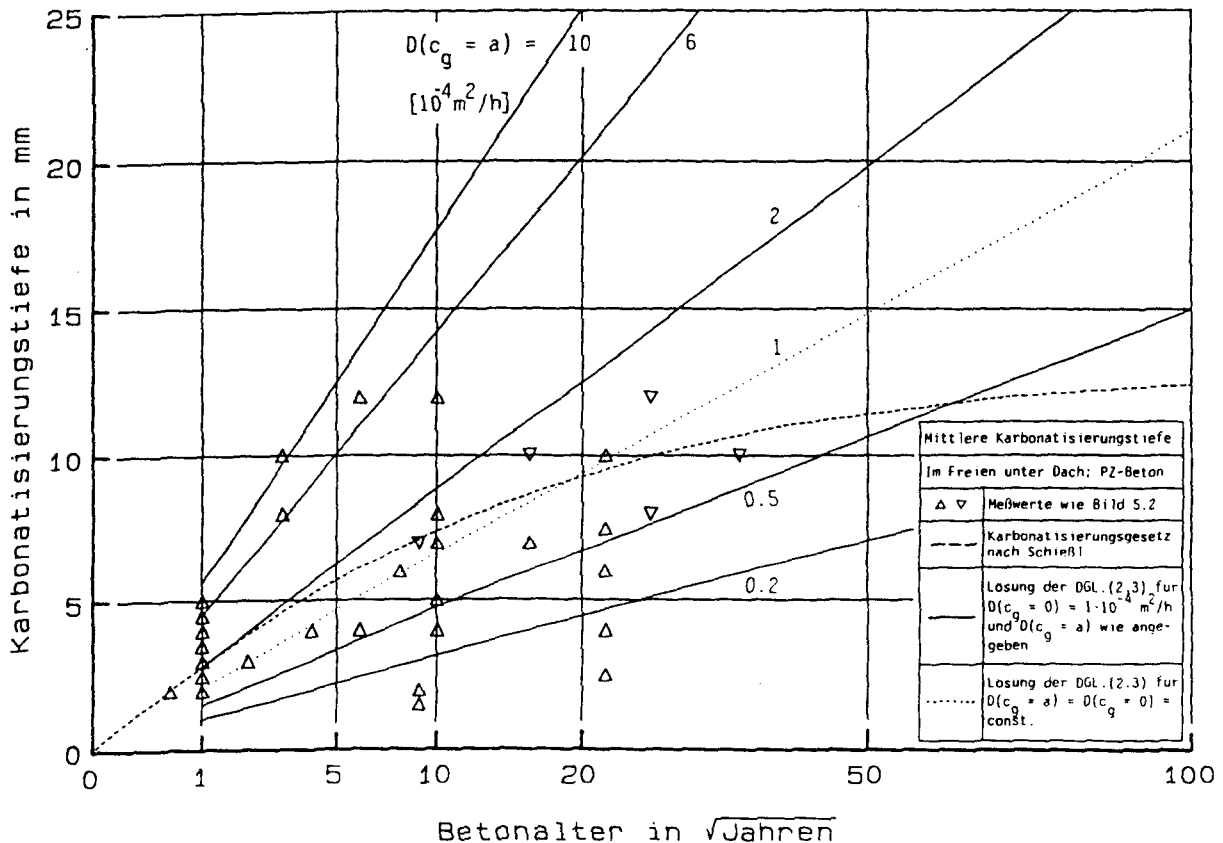


Bild 2.3: Vergleich der mit DGL. (2.3) und der nach dem Karbonatisierungsgesetz von Schießl ermittelten Karbonatisierungstiefe mit Meßwerten an Beton entsprechender Diffusionsdichtigkeit

die Lösung obiger Differentialgleichung. Sie wird verglichen mit Meßwerten und der Lösung nach Schießl, jeweils ausgehend von dem Diffusionskoeffizienten des unkarbonatisierten Betons. Bis zu einem Alter von ca. 25 Jahren stimmen die Lösung nach Schießl und nach Gl. (2.3) für  $D = D(c_g = 0) = \text{const.}$  überein, auch wenn nach Schießl i.d.R. eine um ca. 1 mm größere Karbonatisierungstiefe zu erwarten ist. Die Mehrzahl der Meßwerte liegt dagegen in der Nähe und erheblich unterhalb dieser Lösungen. Da sich für PZ-Betone eine Abnahme des Diffusionskoeffizienten mit zunehmender Karbonatisierung ergibt, ist dies verständlich. Bei Berücksichtigung dieser Veränderlichkeit ergibt Gl. (2.3) Lösungen, die die Meßwerte einschließen. Bild 2.4 vergleicht Lösungen nach Schießl, für die der Diffusionskoeffizient des karbonatisierten Betons als konstanter Wert angenommen wurde, mit solchen von Gl. (2.3). Für den überwiegenden Teil des dargestellten Altersbereiches schließen die beiden Lösungen nach Schießl mit  $D(c_g = 0) = \text{const.}$  und  $D(c_g = a) = \text{const.}$ , die Lösung nach Gl. (2.3) mit von  $D(c_g = 0)$  auf  $D(c_g = a)$  veränderlichem Diffusionskoeffizienten ein. Dies erfolgt umso enger, je geringer der Unterschied zwischen den

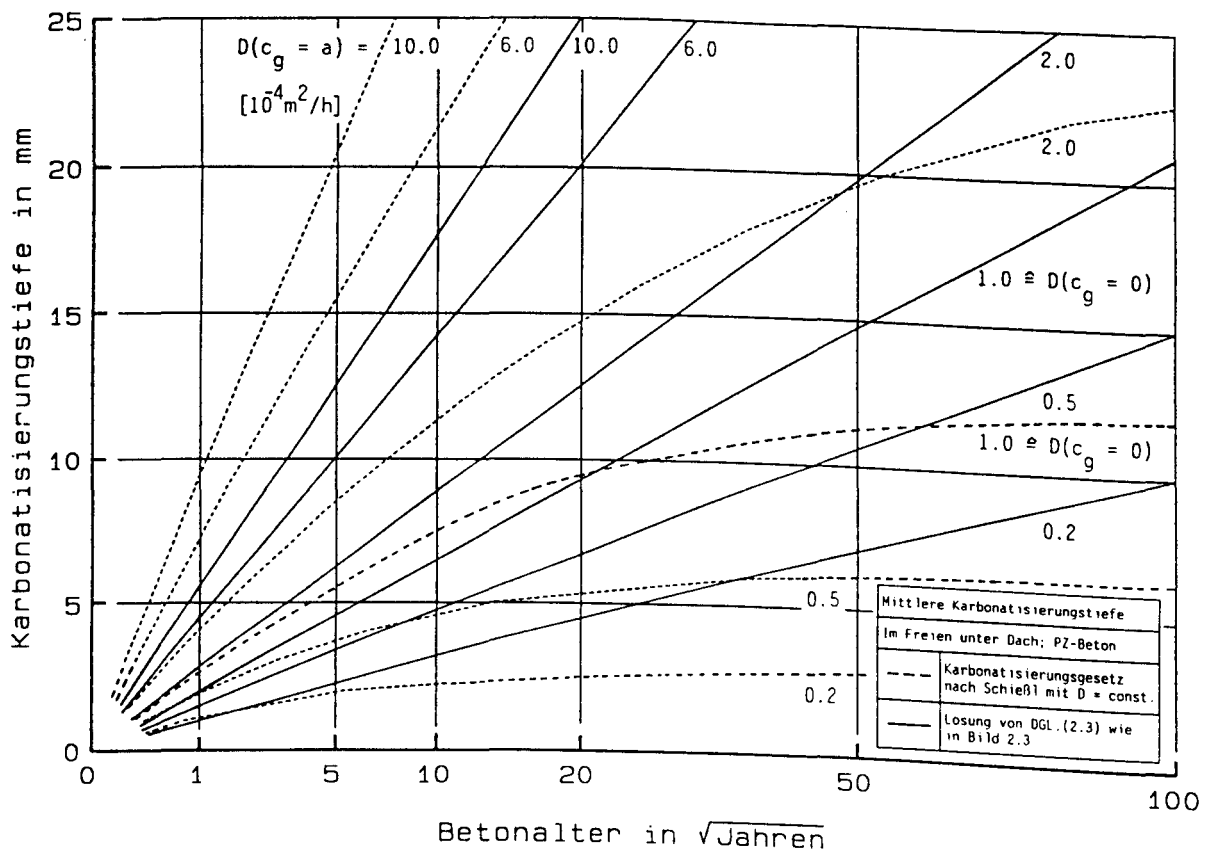


Bild 2.4: Vergleich der Lösungen von Schießl ( $D_c$  des karbonatisierten Betons als konstant angenommen) mit denen nach DGL. (2.3) ( $D_c$  infolge Karbonatisierung veränderlich)

beiden Diffusionskoeffizienten ist.

Unter Berücksichtigung

- der großen Streuung der Meßwerte,
  - der Veränderlichkeit des Diffusionskoeffizienten mit der Karbonatisierung
  - und der Tatsache, daß keine Meßwerte für  $t > 30$  Jahre vorliegen und nur solche die Existenz einer Endkarbonatisierungstiefe bestätigen könnten,
- ergibt sich kein Grund gegen die Annahme des Karbonatisierungsgesetzes von Schießl. Die Existenz einer Endkarbonatisierungstiefe ist unstrittig (s. Abschn. 2.1); die Streuung der Karbonatisierungstiefe und die Veränderlichkeit der Betondichtigkeit werden im Rahmen eines Simulationsmodells berücksichtigt (s. Abschn. 5).

Nach [8] ergibt sich i.M. unabhängig von der Zementart und den Lagerungsbedingungen ein Wert von  $\bar{b} = 4,32 \cdot 10^{-6} \text{ kg/m}^2\text{h}$  für die klimaabhängige Betonkonstante. Rechnet man dies um, so können pro Quadratmeter (Betonoberfläche) in

einem Jahr 38 g CO<sub>2</sub> infolge Rückdiffusion gebunden werden; d.h. diffundiert in einen solchen Beton innerhalb eines Jahres nur noch 38 g CO<sub>2</sub> in die Reaktionszone ein, so ist die Endkarbonatisierungstiefe erreicht.

Somit wird zunächst überprüft, welcher Diffusionskoeffizient nicht überschritten werden darf, um diese Forderung einzuhalten. Geht man vereinfachend vom 1. Fick'schen Gesetz aus:

$$D_{\max} = J \cdot \frac{x}{\Delta c} \quad (2.11)$$

mit: J: vorh. Diffusionsstrom von hier 38 g CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup>·Jahr

x = x<sub>c∞</sub>: Endkarbonatisierungstiefe, zu der eindringendes CO<sub>2</sub> diffundieren muß

Δc: CO<sub>2</sub>-Konzentrationsgefälle, Δc = 0,00054 kg/m<sup>3</sup>

so ergeben sich folgende Werte:

für x = x<sub>c∞</sub> = 10 mm: D<sub>max</sub> = 0,8 · 10<sup>-4</sup> m<sup>2</sup>/h

für x = x<sub>c∞</sub> = 15 mm: D<sub>max</sub> = 1,2 · 10<sup>-4</sup> m<sup>2</sup>/h

für x = x<sub>c∞</sub> = 20 mm: D<sub>max</sub> = 1,6 · 10<sup>-4</sup> m<sup>2</sup>/h

für x = x<sub>c∞</sub> = 25 mm: D<sub>max</sub> = 2,0 · 10<sup>-4</sup> m<sup>2</sup>/h

Wie Abschnitt 3 zeigen wird, sind dies Diffusionskoeffizienten, die sich bei üblichen Betonzusammensetzungen und Nachbehandlungsdauern selbst für Bauteile im Freien unter Dach ergeben. Somit wird nicht mehr CO<sub>2</sub> eindiffundieren als von der Karbonatisierungshemmung obiger Größenordnung gebunden werden kann (Anm.: Dadurch, daß man in Gl. (2.11) J =  $\bar{b}$  und für x = x<sub>c∞</sub> gesetzt hat, erhält man durch Umstellung nach x<sub>c∞</sub> wieder die Formel für die Endkarbonatisierungstiefe nach Schießl (vergl. mit Gl. (2.2))).

Damit ist natürlich noch nicht gesagt, daß Beton auch in der Lage ist, das geforderte  $\bar{b}$  zu erbringen. Naheliegender ist zunächst nur, daß dichte Betone (D klein) auch für die Rückdiffusion von Ca<sup>++</sup>-Ionen aus dem Betoninneren in die Reaktionszone kleine Transportkoeffizienten ( $\bar{b}$  klein) zeigen werden, und umgekehrt gilt: wenn D groß ist, dann ist auch  $\bar{b}$  groß. Die Endkarbonatisierungstiefe beider Fälle wird sich demnach nicht in dem Maße unterscheiden, wie es aufgrund des CO<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten zu erwarten ist. Nur in dem Maße, wie es durchlässigeren Betonen nicht gelingt, höhere CO<sub>2</sub>-Ströme durch

größeres  $\bar{b}$  auszugleichen, weisen sie größere Karbonatisierungstiefen auf als dichtere Betone (vgl. Abschn. 5.2: Verifikation der Ergebnisse des Karbonatisierungsmodells).

Zu fragen wäre also, ob zwischen dem  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten und dem  $\text{Ca}^{++}$ -Ionen-Transportkoeffizienten physikalische Abhängigkeiten bestehen. Da Ionen entweder in der Porenflüssigkeit gelöst durch Kapillartransport mitgenommen werden und/oder aber infolge von Konzentrationsunterschieden in der Porenflüssigkeit diffundieren und beide Transportanteile umso größer sind, je größer die Feuchte ist und umso öfter Feuchtwechsel stattfinden, liegen für einfache Beziehungen zu komplexe Verhältnisse vor. Erschwerend kommen zusätzliche Unterschiede in der chemischen Wechselwirkung  $\text{CO}_2$ -Molekül zu Porenwanderung einerseits und  $\text{Ca}^{++}$ -Ion zur Porenwanderung andererseits hinzu.

Somit kann eine Beurteilung der Bewegungsmöglichkeiten von Ionen im Betongefüge nur auf indirekte Weise gewonnen werden. Hier wird ein Vergleich mit der Transportleistung für  $\text{Cl}^-$ -Ionen vorgenommen. Da  $\text{Ca}^{++}$ -Ionen und  $\text{Cl}^-$ -Ionen in ihrem Transportverhalten unterschiedlich sind (Ionenradien, Löslichkeit), so kann es sich nur um eine Abschätzung der tatsächlichen Verhältnisse handeln.

Nach [9, 19] liegt  $D_{\text{Cl}^-}$  in etwa zwischen  $0,5 \cdot 10^{-8} \leq D_{\text{Cl}^-} \leq 5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{h}$ . Nach [20] ergibt sich die im Jahresmittel aufgebrachte Tausalzbelastung von Brückenflächen zu  $0,5 - 1,0 \text{ kg/m}^3$  Niederschlag. Betrachtet man nun eine Schicht von 5 mm Dicke, so ergibt sich nach dem 1. Fick'schen Gesetz daraus ein  $\text{Cl}^-$ -Ionenstrom  $J_{\text{Cl}^-}$  von:

$$4,4 \text{ g Cl}^-/\text{m}^2 \cdot \text{Jahr} \leq J_{\text{Cl}^-} \leq 88 \text{ g Cl}^-/\text{m}^2 \cdot \text{Jahr}.$$

Bezogen auf einen angenommenen Zementgehalt von  $300 \text{ kg/m}^3$  sind dies Chloridkonzentrationen von  $0,015 - 0,3 \text{ Gew.-%/Jahr}$ . In [20] wurden nach mindestens zehn Jahren in Brückenbauteilen unter dem bituminösen Fahrbahnbelag (keine unmittelbare Beaufschlagung) in 10 mm Betontiefe  $\text{Cl}^-$ -Konzentrationen von mehr als  $0,2 \text{ Gew.-%}$  gemessen. Entsprechende Mindestkonzentrationen von mehr für Brückenunterseiten in ca. 4,80 m Höhe über der Fahrbahn einer darunterliegenden Straße (seitliche Flächen von Innenstegen einer mehrstegigen Plattenbalkenbrücke) nach ca. 30 Jahren. Geht man auch hier wieder von  $300 \text{ kg/m}^3$  Zement aus, so entspricht dies einem mittleren Ionenstrom von  $60 \text{ g Cl}^-/\text{m}^2 \cdot \text{Jahr}$  bzw.  $20 \text{ g Cl}^-/\text{m}^2 \cdot \text{Jahr}$ .

Selbst wenn man diese Abschätzungen als zu vereinfachend ansieht, so machen sie doch deutlich, daß auch dann, wenn Beton vor direkter  $\text{Cl}^-$ -Ionenbeaufschlagung geschützt ist (Asphaltbelag, nur im Winter  $\text{Cl}^-$ -ionenhaltiger Sprühnebel aufspritzenden Wassers)  $\text{Cl}^-$ -Ionenmengen im Beton transportiert werden, die  $\text{Ca}^{++}$ -Mengen entsprechen, die zur Gewährleistung einer Karbonatisierungshemmung im Beton diffundieren müßten.

Da nun sowohl nach diesen Ausführungen als auch nach [8]  $\bar{b}$  nur der Größenordnung nach bekannt ist (einschließlich Anhaltswerten der Streubreite), wird diesem Parameter im Simulationsmodell ein zufälliger Wert zugewiesen. Auf Ableitungen von Zusammenhängen zwischen  $\bar{b}$  und betontechnologischen Parametern sowie den lagerungsbedingten Betonfeuchteverhältnissen wird verzichtet.

Karbonatisierungshemmung bedeutet, daß die Karbonatisierung einem Endwert zustrebt. Die zu dieser Stelle aus tieferliegenden Betonschichten herantransportierten  $\text{Ca}^{++}$ -Ionen fallen infolge Karbonatisierung als schwerlösliches  $\text{CaCO}_3$  aus. Dies ist unabhängig von der Zementart mit einer lokalen Erhöhung der Betondichte verbunden. Aufgrund der Reaktionsgleichung



sind zur Bindung von 1 g  $\text{CO}_2$  0,91 g  $\text{Ca}^{++}$ -Ionen erforderlich.

Nimmt man näherungsweise eine 5 mm breite Reaktionszone an und unterstellt, daß von außen pro Jahr und Quadratmeter Oberfläche 38 g  $\text{CO}_2$  eindiffundiert, so müssen zu deren Bindung aus dem Betoninneren 34,5 g  $\text{Ca}^{++}$ -Ionen in die Reaktionszone einwandern. Dies führt zu einer jährlichen Zunahme der Betondichte um ca.

$$\Delta\rho_B = \frac{0,038 + 0,0345 \text{ kg}}{1 \text{ m}^2 \cdot 0,005 \text{ m} \cdot \text{Jahr}} = 14,5 \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{Jahr}) . \quad (2.13)$$

Bei einer angenommenen Trockenrohddichte von  $\rho_{\text{tr}} = 2250 \text{ kg}/\text{m}^3$  und einer Reindichte von  $\rho_o = 2650 \text{ kg}/\text{m}^3$ , würde es theoretisch

$$t = \frac{2650 - 2250}{14,5} \approx 30 \text{ Jahre} \quad (2.14)$$

dauern, bis die Poren des Betons der Reaktionszone durch ausfallendes  $\text{CaCO}_3$



verstopft wären (ohne Berücksichtigung von Volumenvergrößerungen der Karbonatisierungsprodukte gegenüber den Ausgangsstoffen). Die Karbonatisierung kommt dadurch zum Stillstand. Überschlagsrechnungen ergeben, daß Beton üblicher Zusammensetzung ein Mehrfaches der für diesen Vorgang erforderlichen Menge an  $\text{Ca}^{++}$ -Ionen ausbilden kann. Diese Betrachtung ist zwar sehr anschaulich, aber auch grob vereinfachend. Ob sich solche Zonen starker  $\text{CaCO}_3$ -Ablagerung tatsächlich ausbilden, wurde bisher nirgends untersucht. Es hätte sich dann durch Porenverschluß eine Karbonatisierungssperre gebildet, für die eine weitere Diffusion von  $\text{Ca}^{++}$ -Ionen aus dem Betoninneren nicht mehr erforderlich wäre.

Diese Überlegungen zeigen auch, daß Schnellkarbonatisierungsversuche mit erhöhter  $\text{CO}_2$ -Konzentration zu realistischen Abschätzungen des natürlichen Karbonatisierungsverhaltens nur bedingt geeignet sind. Sie können zur Dauerhaftigkeitsbeurteilung nicht empfohlen werden.

### 2.3 Einbindung zerstörungsfreier Meßverfahren der Betondichtigkeit

Der Diffusionskoeffizient  $D_c$  kann in-situ nicht zerstörungsfrei bestimmt werden. Die Messung der am Bauteil vorhandenen Betondichtigkeit greift deshalb auf die Bestimmung von Absorptions- bzw. Permeationskoeffizienten zurück. Bekannte anwendungsreife Meßverfahren sind:

- Gaspermeationsmessung nach Schönlin (Saugglocke [21]),
- Gaspermeationsmessung nach Paulmann (Bohrlochverfahren mit Gassammler) bzw. Parrott [22, 23],
- Gas- bzw. Wasserpermeationsmessung nach Figg (Bohrlochverfahren [24]),
- ISA-Test nach BS 1881 (Meßkappe [5, 25]),
- Wassereindringprüfung nach Karstens [5].

Der mit diesen Verfahren bestimmbare Meßwert hängt mit den Diffusionseigenschaften zusammen. Diesbezügliche Beziehungen lassen sich über Transportgesetze am idealisierten Betonporenmodell ableiten [10, 26] (s. Abschn. 2.3.1 und 2.3.2). Mit ihnen kann man - bis auf die Dicke der zu durchströmenden Schicht und der Feuchte - alle wesentlichen Einflüsse erfassen.

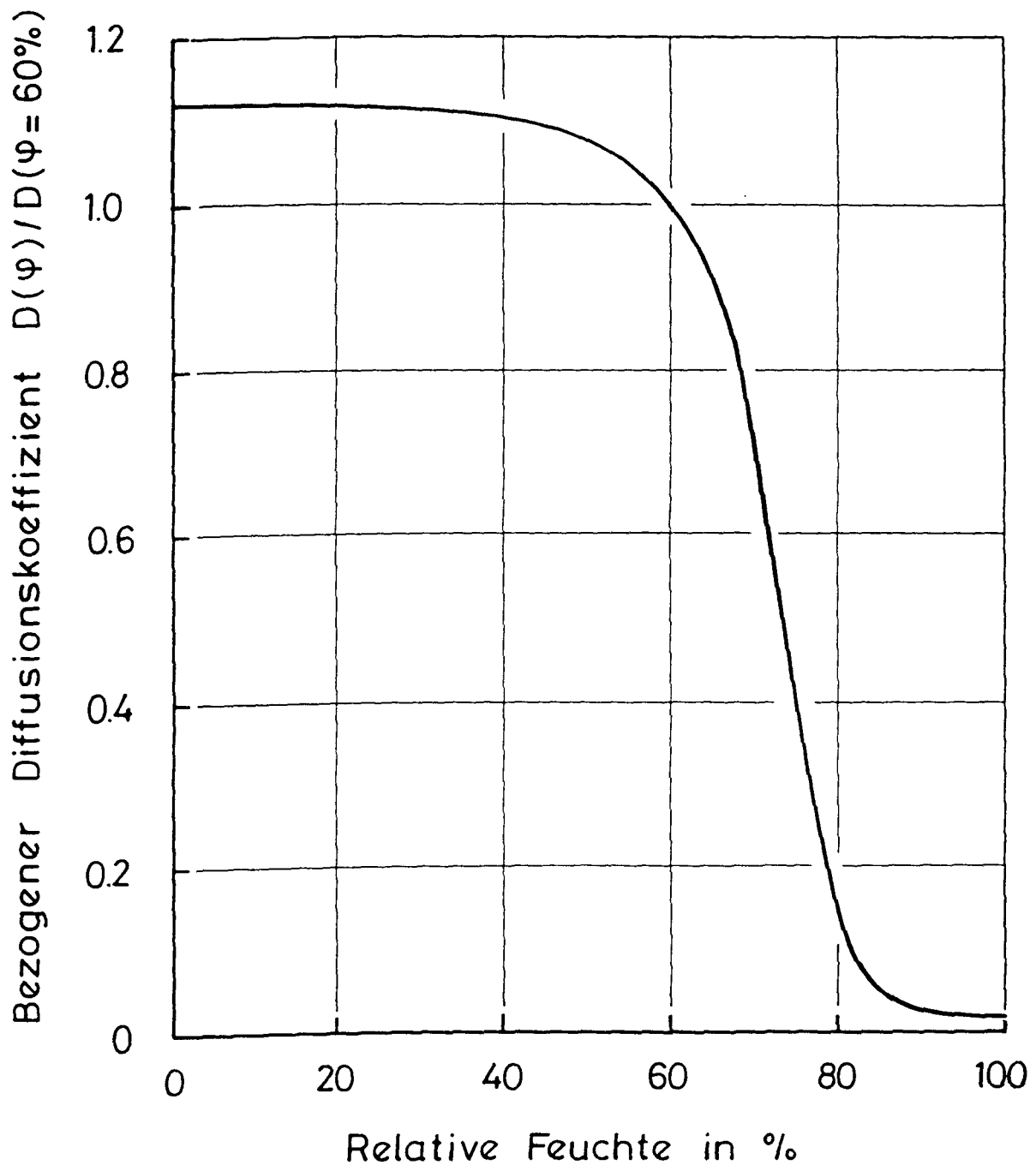


Bild 2.5: Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der rel. Feuchte nach Abschn. 3.5

Wie allerdings die Bilder 2.5 - 2.7 zeigen, ist der Feuchteinfluß für alle drei Transportarten vergleichbar (auf die unterschiedliche Bedeutung des Feuchtegehalts in  $\text{kg/m}^3$  und der rel. Feuchte der Porenluft für die Dichtigkeit wird im Abschn. 3.3 näher eingegangen).

Dagegen besteht zwischen dem Transportkoeffizienten und der Probendicke eine je Transportart eigentümliche Abhängigkeit, die zusätzlich z.T. durch

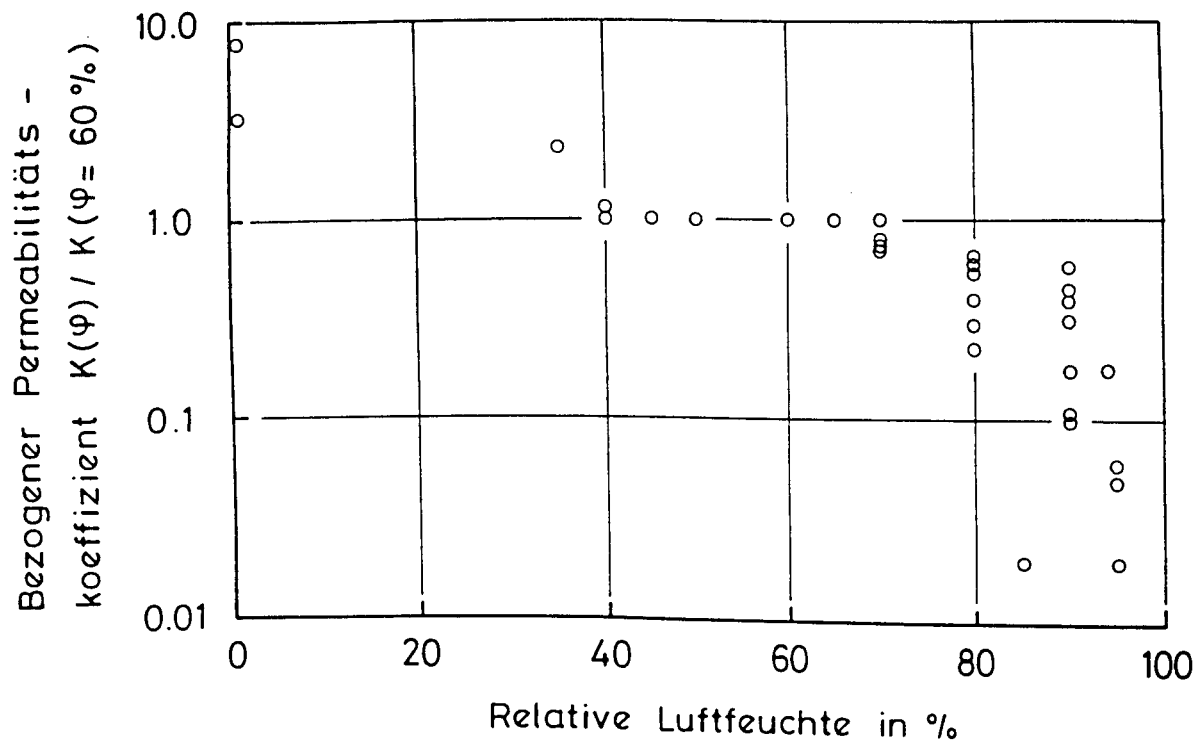


Bild 2.6: Abhängigkeit des Permeationskoeffizienten von der rel. Feuchte nach [27]

Einflüsse und Wechselwirkungen mit weiteren betontechnologischen Parametern bestimmt ist. Nur der Wasseraufnahmekoeffizient bzw. der ISA-Wert ist von der Probendicke unabhängig [5, 28]. Der Diffusionskoeffizient nimmt - sowohl für  $\text{CO}_2$ ,  $\text{O}_2$  als auch WD - mit zunehmender Probendicke zu [5, 29, 30]. In [31] wurde eine Abnahme des Permeationskoeffizienten mit zunehmender Probendicke festgestellt. Zum Einfluß der betontechnologischen Parameter auf diese Abhängigkeit ist dagegen bisher wenig bekannt.

Von den o.g. Meßverfahren werden nur die Permeationsmessung nach Paulmann und der ISA-Test näher betrachtet. Abschn. 2.3.3 enthält neben einer Erläuterung der Meßverfahren die erforderlichen Angaben zur Abschätzung des Diffusionskoeffizienten aus den Meßergebnissen. Zuvor wird auf einige grundlegende Zusammenhänge eingegangen.

### 2.3.1 Zum Zusammenhang von Diffusion und Absorption

In [10] wurde ein idealisiertes Betonporenmodell vorgestellt. Durch Einführung eines Porenstrukturfaktors konnten die realen Porenverhältnisse erfaßt

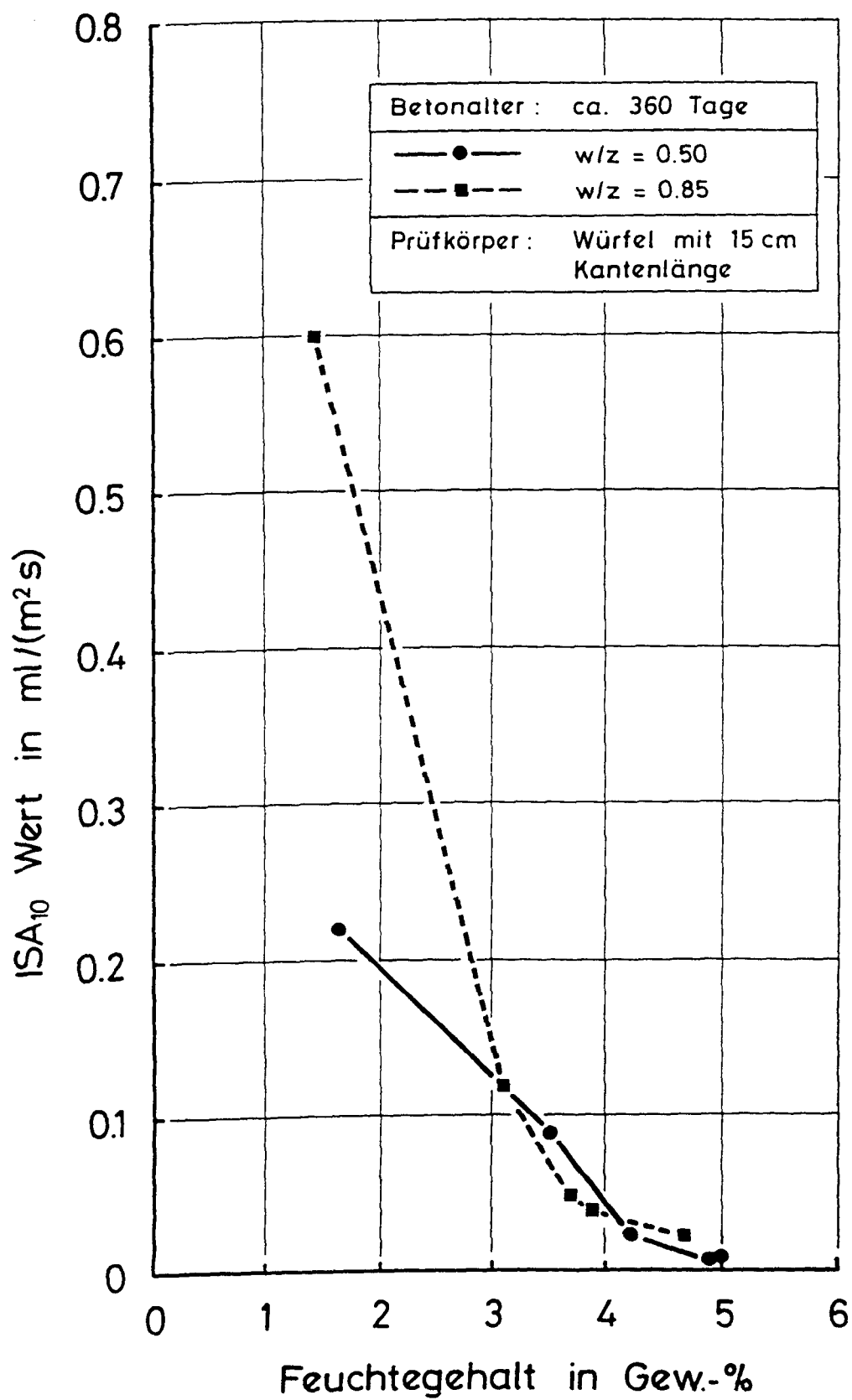


Bild 2.7: Feuchteabhängigkeit des ISA<sub>10</sub>-wertes nach [5] (Betonalter ca. 360 Tage)

werden. Es wurde gezeigt, daß die Transportkoeffizienten für trockenen Beton unter vorgegebenen Bedingungen (z.B. Temperatur, Gasdruck, physikalische Eigenschaften des transportierten Mediums) nur von den Eigenschaften des Porensystems (transportartrelevantes Porenvolumen, hydraulischer Porenradius, Porenstruktur) abhängen:

$$D_c = D_{\text{Pore}} \cdot \varepsilon_{\text{diff}} / a_{\text{t,diff}} \quad (2.15)$$

$$A = A_{\text{Pore}} \cdot \varepsilon_{\text{abs}} / a_{\text{t,abs}} \quad (2.16)$$

Hierin bedeuten:

$D_{\text{Pore}}$ :  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizient einer idealisierten Betonpore [ $\text{m}^2/\text{h}$ ]

$\varepsilon_{\text{diff}}$ : Volumen der diffundierbaren Poren (Poren mit  $r \geq 30 \text{ nm}$ ) [-]

$a_{\text{t,diff}}$ : Porenstrukturfaktor der Diffusion [-]

$A_{\text{Pore}}$ : Wasseraufnahmekoeffizient einer idealisierten Betonpore [ $\text{kg}/\text{m}^2\sqrt{\text{h}}$ ]

$\varepsilon_{\text{abs}}$ : Volumen der absorbierbaren Poren (Poren mit  $100 \text{ nm} \leq r \leq 10.000 \text{ nm}$ ) [-]

$a_{\text{t,abs}}$ : Porenstrukturfaktor der Absorption [-]

Außerdem konnte durch die Auswertung von Versuchen nachgewiesen werden, daß sowohl zwischen  $\varepsilon_{\text{diff}}$  und  $\varepsilon_{\text{abs}}$  als auch zwischen  $a_{\text{t,diff}}$  und  $a_{\text{t,abs}}$  eine lineare Beziehung besteht. Hieraus ergibt sich die folgende baupraktischen Belangen genügende Beziehung (Annahme  $D_{\text{Pore}} = \text{const.}$  und  $A_{\text{Pore}} = \text{const.}$ ; näheres s. in [10]):

$$D_c = a + b \cdot A \quad (2.17)$$

Mit Gl. (2.17) werden die Versuchsergebnisse von [5] ausgewertet. Die Regressionskoeffizienten ergaben sich - mit  $r^2 = 0,65$  - zu:

$$a = - 0,31 \cdot 10^{-4} \quad [\text{m}^2/\text{h}]$$

$$b = + 3,18 \cdot 10^{-4} \quad [\text{m}^4/(\text{kg} \cdot \sqrt{\text{h}})] .$$

In Bild 2.8 ist das Rechenergebnis den Versuchen gegenübergestellt.

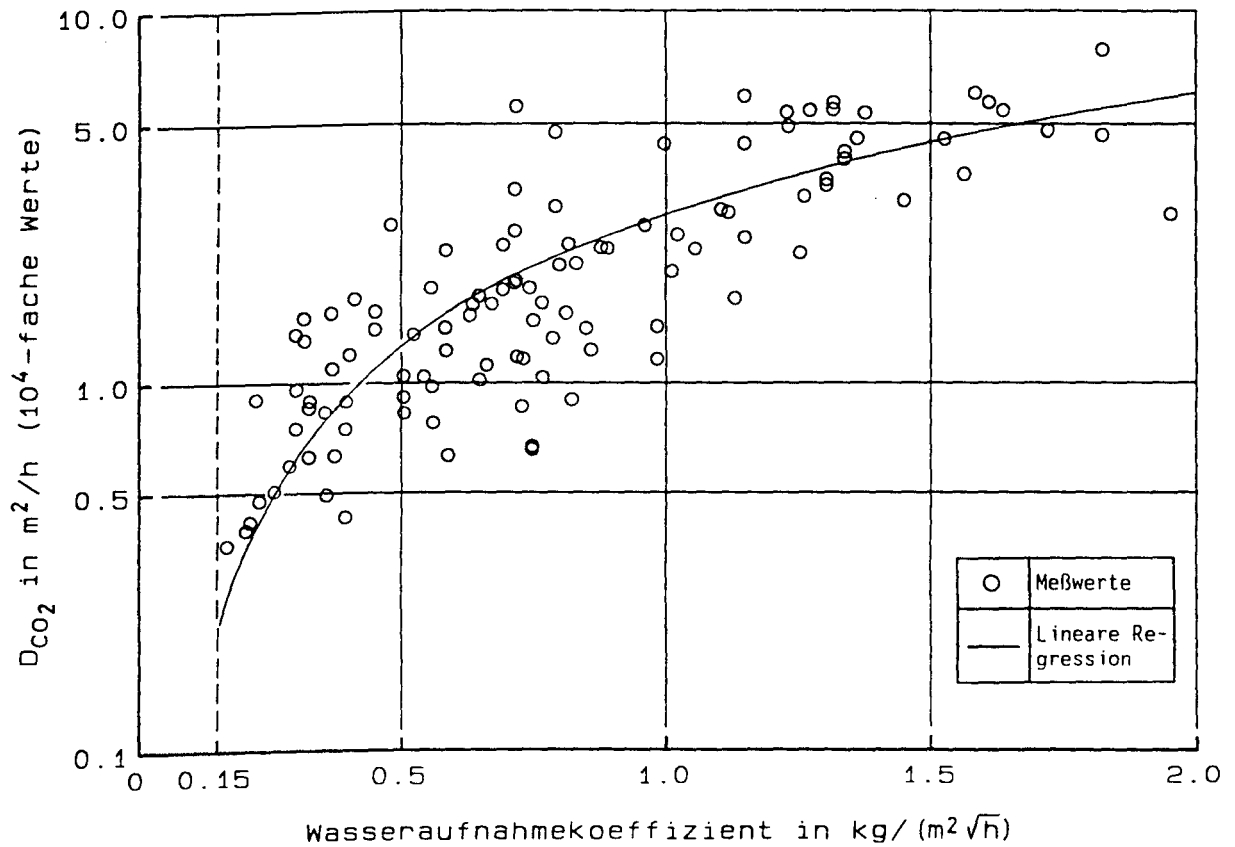


Bild 2.8: Beziehung zwischen dem  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten und dem Wasseraufnahmekoeffizienten

### 2.3.2 Zum Zusammenhang von Diffusion und Permeation

Entsprechend Abschnitt 2.3.1 läßt sich auch zwischen dem Diffusionskoeffizienten  $D_c$  und dem Permeationskoeffizienten  $K$  ein linearer Zusammenhang herstellen:

$$D_c = c + d \cdot K \quad (2.18)$$

In Bild 2.9 sind Versuchsergebnisse von  $D_{\text{O}_2}$  über  $K$  aufgetragen [32, 33, 34, 35, 36]. Die hier zitierten Autoren nehmen einen linearen Zusammenhang zwischen den Logarithmen der Koeffizienten der Form

$$D_c = f \cdot (K/K_0)^g \quad (2.19)$$

mit:  $K_0 = 1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ ,

an. Für beide Ansätze, Gl. (2.18) und Gl. (2.19), werden die Regressionsko-

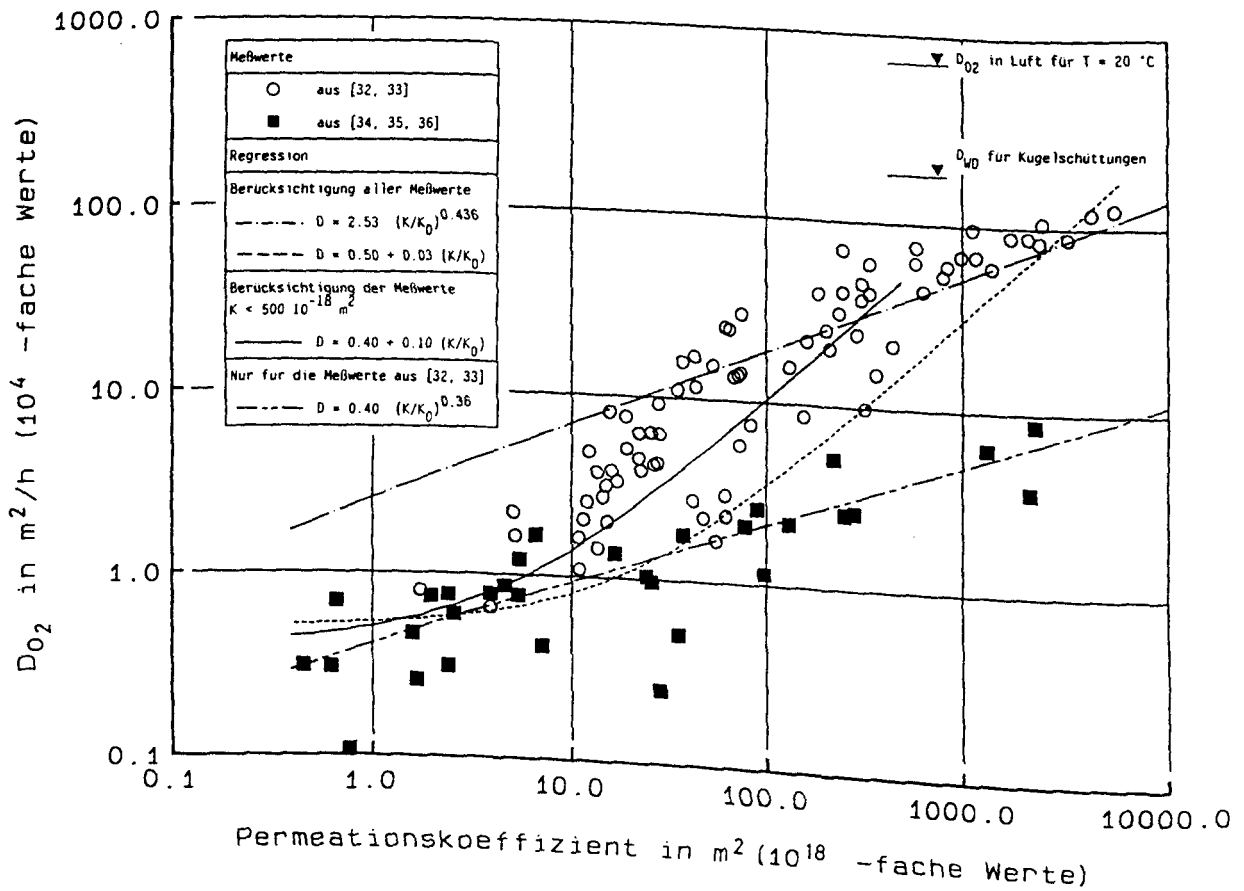


Bild 2.9: Regressionsbeziehung zwischen dem  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten und dem Permeationskoeffizienten

effizienten berechnet. Zuvor ist allerdings eine Erläuterung zu den Versuchsergebnissen von [34, 35, 36] erforderlich (in Bild 2.9 offene Kreise). Deren signifikant größere Durchlässigkeit  $D_c$  ist offenbar eine Folge der zum Teil sehr kurzen Nachbehandlungsdauern (z.T. weniger als 18 Stunden) und der bis zur Prüfung anschließenden Lagerung bei 50 - 65 % rel. Feuchte (Prüfalter ca. 28 Tage). Die dadurch erzielten Erhärtungszustände sind nicht repräsentativ für witterungsbeanspruchte Betonbauteile. Hinsichtlich der Diffusionsdichtigkeit nähern sich die größten dieser Werte asymptotisch den ebenfalls in Bild 2.9 eingezeichneten und [37] entnommenen Werten des WD-Diffusionskoeffizienten von Kugelschüttungen ( $\varnothing 1,9 \text{ mm}$ ) bzw. Seesand an. Bei Zementstein mit einer frühzeitig abgebrochenen Hydratation kann sich ein diffusionsdichtes Gefüge nicht ausbilden.

Für die weiteren Ausführungen sind deshalb nur die Ergebnisse von [32, 33] maßgebend. Die geringsten Residuen und den größten Korrelationskoeffizienten ergibt eine Regression nach Gl. (2.19) mit ( $r^2 = 0,88$ ):

$$f = 0,4 \cdot 10^{-4}$$

und  $g = 0,36$ .

### 2.3.3 Übergang zu Dichtigkeitsmeßverfahren

#### 2.3.3.1 ISA-Verfahren nach BS 1881, pt. 5

Der Prüfung der Betondichtigkeit mittels des ISA-Tests liegt folgender Meßvorgang zugrunde (siehe auch [5, 10, 26, 38, 39]: Eine Prüfkappe  $\varnothing 80$  mm wird mittels Kitt (oder ähnlichen Dichtungsmaterialien) wasserdicht auf der Betonoberfläche befestigt (siehe Bild 2.10). Sie ist mit einem Wasserreservoir und einer skalierten Glaskapillare verbunden. Zwischen dem Reservoir und der Kappe ist ein Ventil erforderlich. Versuchsbeginn ist die Wasserfüllung der Kappe über das angeschlossene Reservoir bei zwangsläufig geöffnetem Ventil. Der Wasserspiegel des Reservoirs befindet sich ca. 200 mm über der Kappenmitte (zügige und problemlose Füllung der Kappe). Er liegt mit der horizontal auszurichtenden Kapillare auf einer Höhe. Damit ist diese ebenfalls vollständig gefüllt, ohne daß aus ihrem offenen Ende nennenswerte Wassermengen während des weiteren Versuchsablaufs austreten.

Zu bestimmten Zeiten nach Versuchsbeginn erfolgt die Ablesung des ISA-Wertes. Im Regelfall ist es ausreichend, nur eine Ablesung zum Zeitpunkt  $t = 10$  Minuten durchzuführen. Dazu wird ca. 2 Minuten vor diesem Zeitpunkt mittels des Ventils die Wasserzufuhr zwischen Meßkappe und Reservoir unterbrochen. Eine weitere Wasseraufnahme durch den Beton unterhalb der Meßkappe führt zu einer von der Betondichtigkeit abhängigen Veränderung des Wasserstandes in der Meßkappe. Die Veränderung dieses Wasserstandes während des Zeitraums von einer Minute, abgelesen in Skalenteilen der Kapillare, ist die Betondichtigkeit ausgedrückt als  $ISA_{10}$ -Wert (durch einen Eichvorgang ist die Skalierung so festgelegt, daß der Abstand zwischen zwei Skalenstrichen einem ISA-Wert von  $0,01 \text{ ml}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$  entspricht).

Im Normalfall ist eine Vorbehandlung der zu prüfenden Oberfläche nicht erforderlich. Eventuell vorhandene Verunreinigungen oder Ablagerungen müssen entfernt werden. Nach Augenschein beurteilt sollte die Meßfläche frei von Rissen sein. Die Messung kann an vor Niederschlägen geschützten Bauteilen



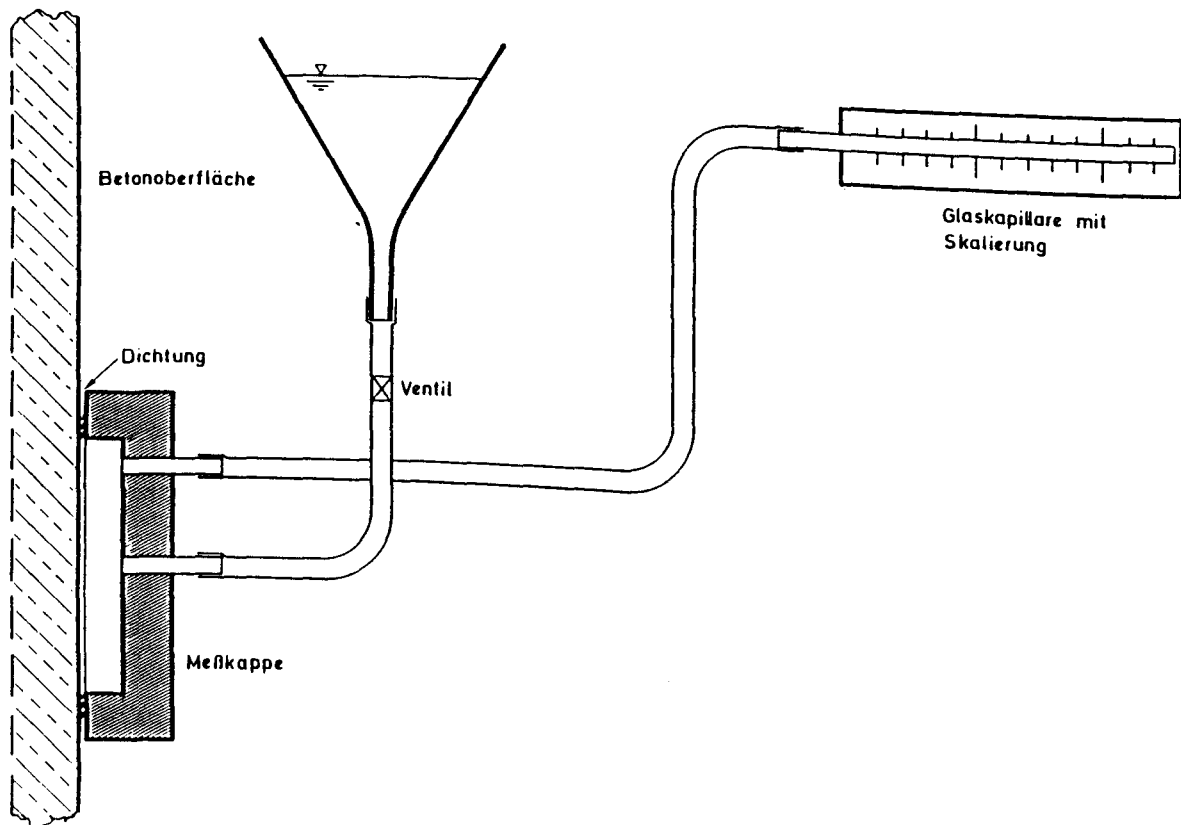


Bild 2.10: Versuchseinrichtung zur Bestimmung des ISA-Wertes mittels des ISA-Testverfahrens

bzw. an Innenbauteilen jederzeit durchgeführt werden. Aus Gründen, die aus den folgenden Ausführungen verständlich werden, sollten für Bauteile im Freien mindestens 48 Stunden seit dem letzten Regenfall vergangen sein. Nach [5, 10, 28] kann für den Ableszeitpunkt von  $t = 10$  Minuten von einem eindimensionalen Transport ausgegangen werden. Der  $ISA_{10}$ -Wert entspricht dann der Ableitung der aufgenommenen Wassermenge nach der Zeit (Wassereindringgeschwindigkeit). Für trockenen Beton gilt nach [10] unter Berücksichtigung der verschiedenen Einheiten folgender Zusammenhang zwischen dem  $ISA_{10}$ -Wert und dem Wasseraufnahmekoeffizienten:

$$ISA_{10} \text{ [ml/m}^2 \cdot \text{s]} = 0,34 \cdot A \text{ [kg/m}^2 \cdot \sqrt{\text{h}}] \quad (2.20)$$

Wie Bild 2.11, entnommen aus [5] zeigt, gilt diese Beziehung auch dann, wenn beide Werte auf einer unmittelbar der Witterung ausgesetzten Betonoberfläche nach mindestens 48 Stunden Regenfreiheit gemessen wurden. Für die Erwei-

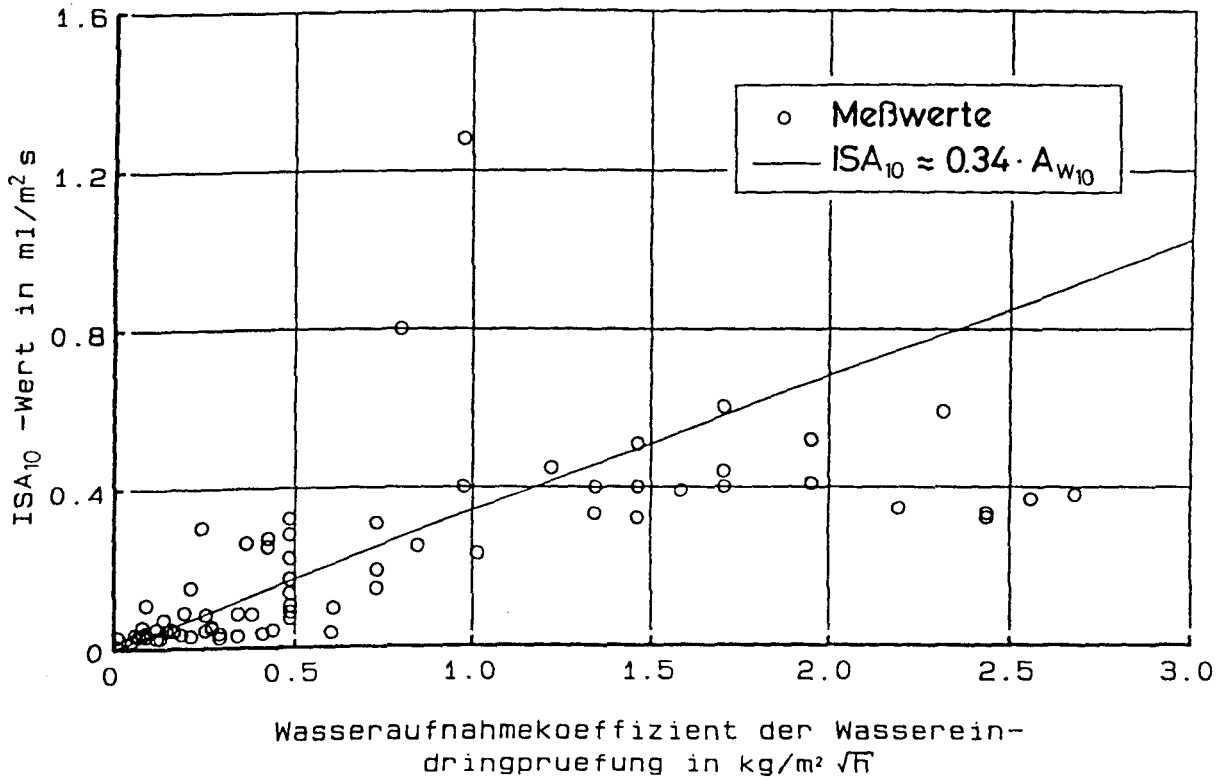


Bild 2.11: Beziehung zwischen dem Wasseraufnahmekoeffizienten der Wassereindringprüfung  $A_{w10}$  und dem  $ISA_{10}$ -Wert (Näheres zu den Probekörpern siehe [5]; die Versuche fanden in etwa gleichem Umfang auf allen Versuchskörpern statt)

terung von Gl. (2.17) aus Abschn. 2.3.1 ist der Zusammenhang zwischen dem an getrockneten Proben gemessenen Wasseraufnahmekoeffizienten und dem  $ISA_{10}$ -Wert einer feuchten Betonoberfläche (Feuchte nach mindestens 48 Stunden Regenfreiheit) erforderlich. Unter diesen Prüfbedingungen gilt:

$$ISA_{10,f} < 0,34 \cdot A_{tr} \quad (2.21)$$

bzw.

$$ISA_{10,f} = f_1 \cdot (0,34 \cdot A_{tr}); \quad 0 \leq f_1 \leq 1 \quad (2.22)$$

mit  $f_1$  als Faktor zur Erfassung des Feuchteinflusses auf die Betondichtigkeit. Der Faktor  $f_1$  ist im wesentlichen abhängig von der zeitlichen Differenz zwischen dem Meßzeitpunkt und dem letzten Regenfall (Regendauer und vorausgegangene Witterung sowie die Einflüsse aus den Temperatur- und Luftfeuchteverhältnissen werden hier nicht näher betrachtet).

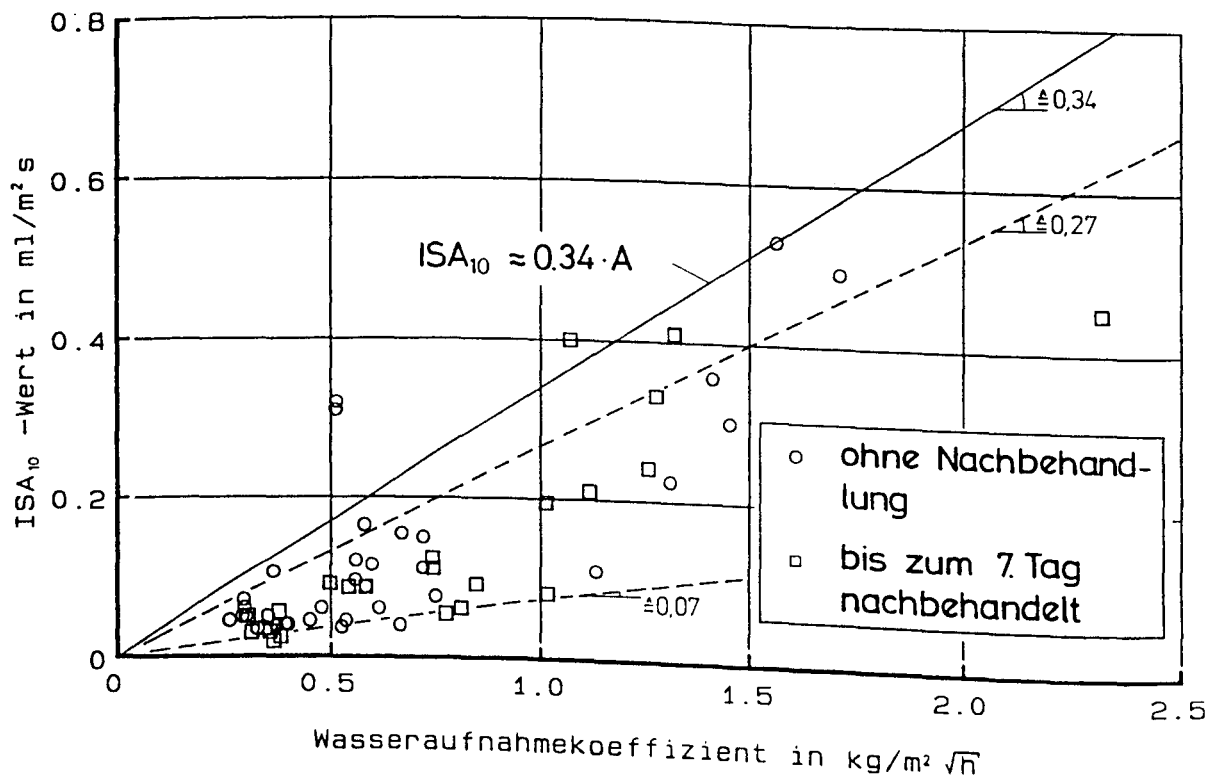


Bild 2.12: Beziehung zwischen dem ISA<sub>10</sub>-Wert gemessen auf feuchten Wandoberflächen und dem Wasseraufnahmekoeffizienten gemessen an getrockneten Laborproben vergleichbaren Betonalters (Näheres zu den Probekörpern siehe [5])

In Bild 2.12, entnommen aus [5], ist eine solche Gegenüberstellung gegeben. Die ISA<sub>10</sub>-Messungen erfolgten in einem Zeitraum von 2 bis ca. mindestens 7 Tagen (im Hochsommer) nach dem jeweils letzten Regenfall. Aus dieser Darstellung ergibt sich:

$$f_{1,\min} = 0,2 \leq f_1 \leq 0,8 = f_{1,\max} \quad (2.23)$$

mit  $f_{1,\min}$  nach 2 Tagen und  $f_{1,\max}$  nach ca. 7 Tagen Regenfreiheit. Da  $f_1$  aber auch das Verhältnis  $ISA_{10,f}$  zu  $ISA_{10,tr}$  darstellt (Umformung von Gl. (2.20), nachdem Gl. (2.22) eingesetzt worden ist), kann mittels Bild 2.5 und der Annahme, daß der Feuchteeinfluß auf die Transportkoeffizienten beider Transportarten gleich ist, abgelesen werden, daß zwei Tage Regenfreiheit eine oberflächennahe Betonfeuchte ergeben, die ca. 78 % rel. Feuchte entspricht und nach mindestens 7 Tagen Regenfreiheit (Hochsommer) eine solche von 68 % vorliegt.

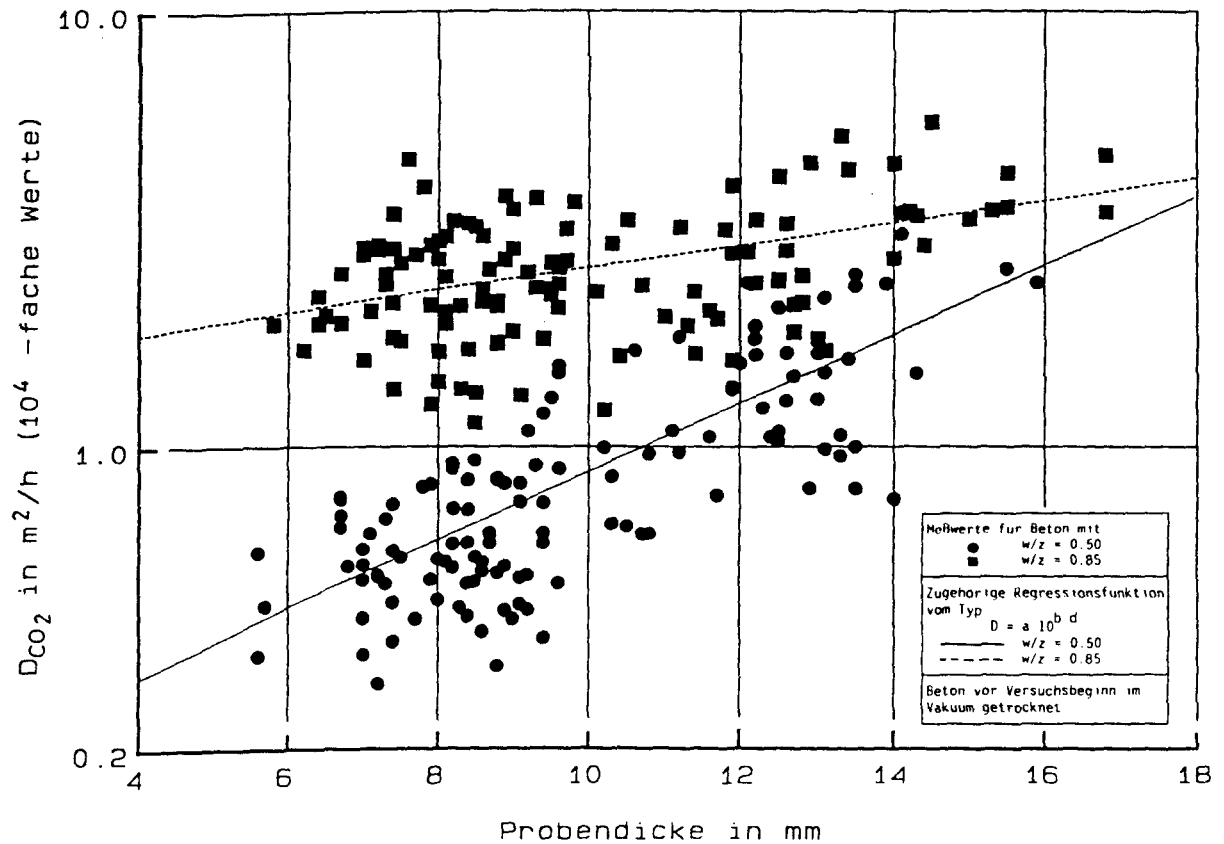


Bild 2.13: Abhängigkeit des  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten von der Probendicke

Nachdem nun die Größe und der Einfluß der durch den Prüfablauf bedingten Feuchte auf den  $\text{ISA}_{10}$ -Meßwert geklärt sind, sind Angaben zur Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der Probendicke erforderlich. Bild 2.13 zeigt entsprechende Versuchsergebnisse, ebenfalls entnommen aus [5]. Aus Gründen die in Abschn. 3.1 erläutert werden, ist der zu einer Probendicke von  $d = 20 \text{ mm}$  gehörende Diffusionskoeffizient als maßgebender Wert anzusehen. Gl. (2.17) aus Abschn. 2.3.1 wurde für  $d \approx 10 \text{ mm}$  dicke Proben abgeleitet. Betrachtet man nun die in Bild 2.13 wiedergegebenen Versuchsergebnisse des  $w/z$ -Wertes 0,5, so ergibt sich:  $D_{\text{tr}} (d = 20 \text{ mm}) \approx 3 \cdot D_{\text{tr}} (d = 10 \text{ mm})$ . Betrachtet man dies als repräsentativ für den in der heutigen Baupraxis üblichen  $w/z$ -Wertebereich von  $0,4 \leq w/z \leq 0,6$ , so ergeben sich daraus folgende Zusammenhänge zwischen dem Diffusionskoeffizienten und dem  $\text{ISA}_{10}$ -Wert:

- nach 2 Tagen Regenfreiheit (üblicher Meßzeitpunkt für Betonbauteile, die ungeschützt der Witterung ausgesetzt sind):

$$D_{\text{c, tr}} (d = 20 \text{ mm}) = - 0,93 \cdot 10^{-4} + 140 \cdot 10^{-4} \cdot \text{ISA}_{10, \text{f}} \quad (2.24)$$

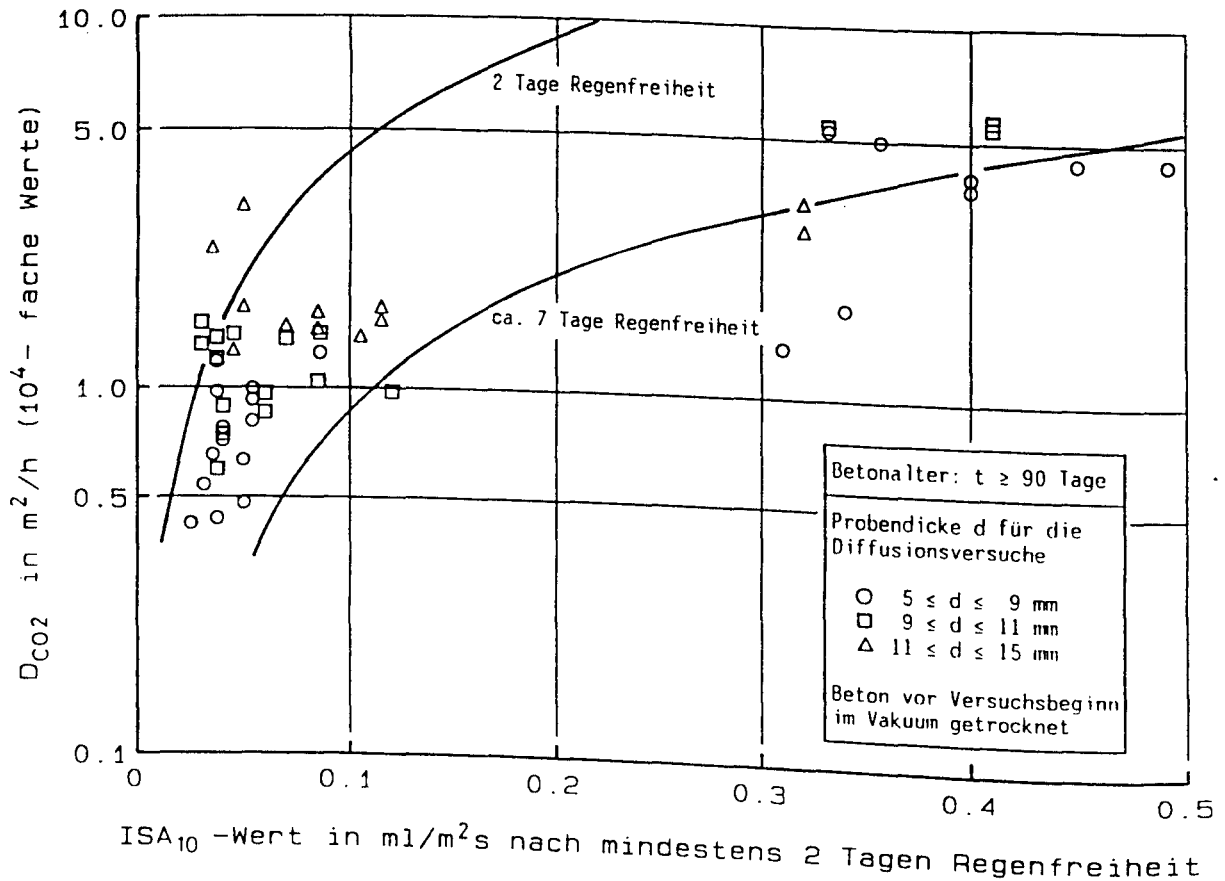


Bild 2.14: Vergleich des abgeleiteten Zusammenhangs zwischen dem  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten von 9 - 11 mm dicken, getrockneten Proben und dem  $\text{ISA}_{10}$ -Wert der feuchten Betonoberfläche mit Meßergebnissen

- nach 7 Tagen Regenfreiheit bzw. für Bauteile im Freien unter Dach:

$$D_{c, \text{tr}} (d = 20 \text{ mm}) = - 0,93 \cdot 10^{-4} + 35 \cdot 10^{-4} \cdot \text{ISA}_{10, \text{f}} \quad (2.24)$$

Versuchsergebnisse an 5 - 15 mm dicken Diffusionsproben aus [5], sind diese beiden Zusammenhänge (für  $d = 10 \text{ mm}$ ) gegenübergestellt (s. Bild 2.14). Die Darstellung bestätigt die hier durchgeführten Ableitungen.

### 2.3.3.2 Gaspermeationsmessung nach Paulmann

Der Prüfung nach Paulmann liegt folgender Prüf- und Meßvorgang zugrunde [22, 40] (Bild 2.15):

Normal zur Betonoberfläche ist ein i.d.R. 35 mm tiefes Loch mit einem Durchmesser von 11 mm zu bohren. Ein Injektionspacker ( $\varnothing 10 \text{ mm}$ ) wird eingesetzt

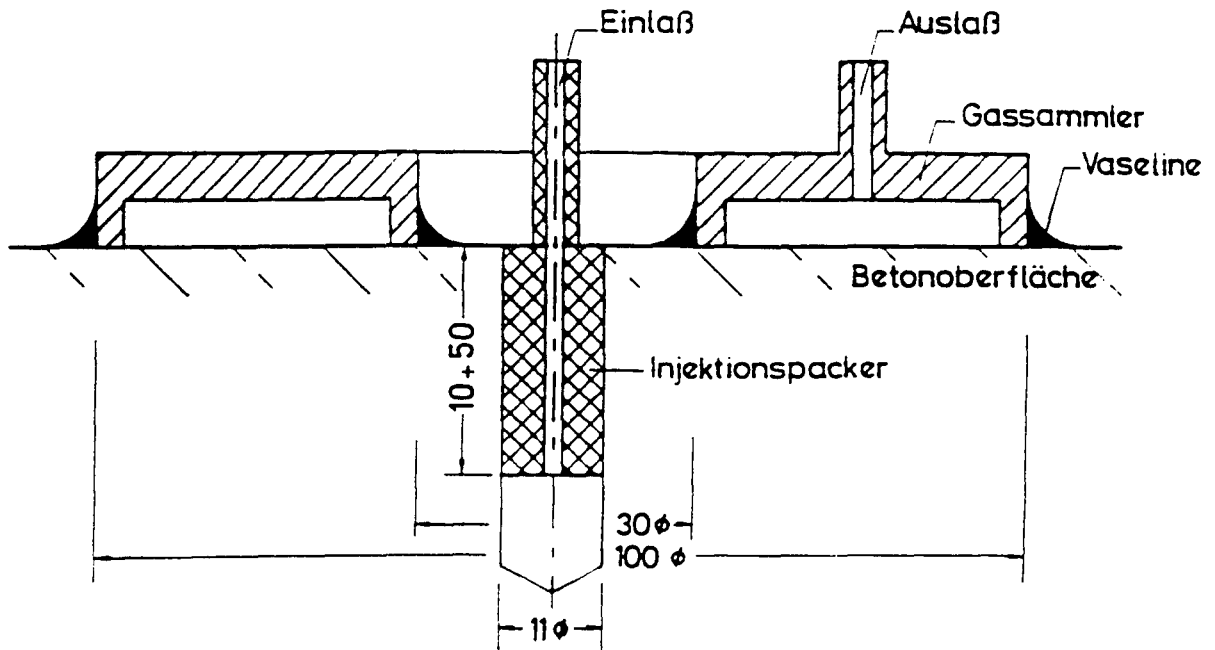


Bild 2.15: Versuchseinrichtung zur Messung der Permeabilität oberflächennaher Betonschichten am Bauwerk

und verspannt. Dieser ist so lang zu wählen, daß er das Bohrloch bis zu derjenigen Tiefe abdichtet, die der Dicke der zu untersuchenden Betonschicht entspricht (je nach Fragestellung kann dies die Dicke der Betondeckung bzw. deren vorderster Teil, die Karbonatisierungstiefe, oder die Aufnahme eines Dichtigkeitsprofils über der Dicke der Betondeckung sein).

Im Bohrloch wird daran anschließend ein Gasüberdruck von 2 bar erzeugt (z.B. mittels Stickstoff aus Druckgasflaschen durch Zwischenschaltung eines Reduzierventils zur Druckregulierung). Infolge des Überdrucks kommt es zu einer Strömung von Stickstoff durch die zu prüfende Betonschicht. Die Strömungsrichtung kann näherungsweise als normal zur Oberfläche angesehen werden.

Auf der Betonoberfläche wird um das Bohrloch ein kreisringförmiges, im Inneren ausgehöhltes Sammelgefäß aufgesetzt, das den ausströmenden Stickstoff "auffängt". Das Sammelgefäß hat einen inneren Durchmesser von 30 mm. Die unmittelbare Umgebung des Bohrloches wird somit ausgespart. Undichtigkeiten beim Einbringen des Packers und eventuell auftretende Risse bzw. Gefügelockerungen durch den Bohrvorgang haben somit keinen Einfluß auf das Ergebnis. Der Außendurchmesser von 100 mm ist ausreichend, um nahezu den gesamten aus der Betonoberfläche austretenden Gasstrom aufzufangen. Der Gassammlier ist mit Va-

seline oder ähnlichem gegenüber der Betonoberfläche abzudichten. Die Bestimmung des Permeationsmaßes  $M$  erfolgt, nachdem sich ein stationärer Zustand eingestellt hat. Dies ist i.d.R. ca. 15 Minuten nach Aufbringen des Überdrucks gegeben. Am Gasauslaß erfolgt dazu eine Messung der Gasdurchflußmenge  $Q$ , wenn sich im Gassammler ein Überdruck von 1 mbar aufgebaut hat. Dieser geringe Überdruck hat keinen Einfluß auf die Abdichtung. Die Messung erfolgt mit einem Seifenblasen-Strömungsmesser bzw. Schrägrohrmanometer.

Bezogen auf die hier angegebene Prüfgeometrie und 2 bar Überdruck gilt:

$$M = 0,15 \cdot \eta \cdot (x_s/25)^{1,47} \cdot Q \quad (2.26)$$

mit:

$\eta$ : Viskosität des verwendeten Prüfgases in  $10^6 \text{ Ns/m}^2$

$x_s$ : Dicke der durchströmten Schicht in mm; für die hier vorliegende Fragestellung ist i.d.R.  $x_s = 20 \text{ mm}$  zu wählen

$Q$ : Gasvolumenstrom in  $\text{mm}^3/\text{s}$

Aufgrund der analytisch nicht angebbaren räumlichen Stromdichteverteilung ist die direkte Angabe des Permeationskoeffizienten  $K$  nicht möglich. Aus Vergleichsmessungen konnte in [22] folgender empirischer Zusammenhang nachgewiesen werden:

$$K = 2,6 \cdot M^{0,72} \quad [10^{18} \cdot \text{m}^2] \quad (2.27)$$

Auch die Permeationsmessungen sind bei trockenem Wetter und abgetrockneter Betonoberfläche mindestens 48 Stunden nach dem letzten Regen durchzuführen. Die Permeabilität der mehrere Zentimeter dicken geprüften Betonschicht wird dann, wie in [22] nachgewiesen werden konnte, von kurzfristigen Wetterereignissen nicht beeinflusst, sondern nur von der jahreszeitlichen Feuchteänderung des Betons.

Dennoch sollten Permeationsmessungen nur zusammen mit Feuchtemessungen durchgeführt werden. Ein entsprechendes Verfahren wurde in [23, 41] entwickelt und erprobt. Das Verfahren mißt die rel. Feuchte im Bohrloch und ist unmittelbar vor der eigentlichen Permeationsmessung durchzuführen (nähere Einzelheiten siehe [42, 43]). Nachdem bei einer solchen Prüfung sowohl die rel. Feuchte  $\varphi$  als auch das Permeationsmaß  $M(\varphi)$  gemessen worden sind, kann unter Einbezie-

hung der Gl. (2.19) und (2.29) der zugehörige Diffusionskoeffizient abgeschätzt werden:

$$D_{c, tr} (d = 20 \text{ mm}) = 0,56 \cdot 10^{-4} (f_m(\varphi) \cdot M(\varphi))^{0.26} \quad (2.28)$$

mit:

$f_m(\varphi)$ : Faktor zur Erfassung des Feuchteinflusses auf das Permeationsmaß nach Bild 2.6; Tab. 2.2 enthält daraus abgeleitete Anhaltswerte.

## 2.4 Zusammenfassung und Ausblick

Es wurde festgestellt, daß sich das Karbonatisierungsgesetz von Schießl zur Vorhersage der Karbonatisierungstiefe eignet. Zur Berücksichtigung der Materialstreuungen und nicht konstanter Witterungsverhältnisse ist es in ein statistisches Simulationsmodell einzufügen. Grundsätzliche Bedenken vor allem an der physikalischen Berechtigung der Annahmen eines linearen  $\text{CO}_2$ -Konzentrationsgefälles zwischen Betonoberfläche und Karbonatisierungstiefe, stationärer Verhältnisse und der Einführung einer klimaabhängigen Betonkonstanten  $\bar{b}$ , in die karbonatisierbare Substanz infolge Rückdiffusion und die lineare Abnahme des Diffusionskoeffizienten mit der Tiefe infolge unterstellter zunehmender Betonfeuchte, miteinander verknüpft werden, können nicht ausgeräumt werden.

Zwischen der Diffusions- und Absorptions- bzw. Permeationsdichtigkeit konnten auf der Grundlage von [10] einfache Beziehungen abgeleitet, quantifiziert sowie durch Versuchsergebnisse verifiziert werden. Vorrangig trifft dies auf die Absorptionsvorgänge und die ISA-Prüfung zu. Bei Permeationsvorgängen ist gegebenenfalls eine begleitende Messung des Feuchtegehaltes erforderlich. Damit ist nicht nur eine zerstörungsfreie Kontrolle der erzielten bzw. vorhandenen Betondichtigkeit bei der Bauteilabnahme und Bauwerksinspektion möglich. Vielmehr kann mit den Meßergebnissen auch eine Prognose der Karbonatisierungstiefe und Lebensdauer erfolgen. Dies erlaubt im Fall mangelhafter Dichtigkeit die frühzeitige Einleitung schadensverhindernder Gegenmaßnahmen.

Ein wesentlicher Parameter des Karbonatisierungsfortschritts ist der  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizient. Durch Literatúrauswertungen werden im folgenden Abschn. zwischen ihm und Parametern der Betonzusammensetzung, den Herstellbedingungen und der Betonfeuchte Regressionsbeziehungen abgeleitet. Der Minimierung der Residuen wird dabei mehr Gewicht eingeräumt werden, als der physikalischen



Begründung der gewählten Ansätze.

Tab. 2.2: Aus Bild 2.6 abgeleitete Faktoren zur Berücksichtigung des Einflusses der Feuchte auf die Permeationseigenschaften

$\varphi$	$f_m(\varphi) = \frac{M_{tr}}{M(\varphi)}$	$\frac{f_m(\varphi = 0,75)}{f_m(\varphi)}$
[-]	[-]	[-]
0,60	5,0	1,70
0,65	6,1	1,39
0,70	7,0	1,21
0,75	8,5	1,00
0,80	10,4	0,81
0,85	13,9	0,61
0,90	23,8	0,36

### 3. LITERATURAUSWERTUNG ZUR DIFFUSIONSDICHTIGKEIT VON BETON UND MÖRTEL

#### 3.1 Zur Versuchsmethodik und -auswertung

Bei Gasdiffusionsversuchen trennt eine Betonprobe der Dicke  $d$  Räume unterschiedlichen Partialdruckes. Infolge des Partialdruckunterschiedes  $\Delta c$  entsteht ein meßbarer Diffusionsstrom  $J$ . Im stationären Zustand ergibt sich der Diffusionskoeffizient  $D$  aus dem 1. Fick'schen Gesetz zu:

$$D = \frac{J}{\Delta c} \cdot d \quad (3.1)$$

Auf Unterschiede in der Versuchsmethodik wird hier nicht weiter eingegangen (siehe [9, 10, 29, 32, 44, 45, 46]). Zu beachten ist dagegen die nichtlineare Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der Probendicke (siehe auch Bild 2.13). Dies ist eine Folge der Versuchsgestaltung: Damit ein stationärer Zustand erhalten bleibt, nimmt der Diffusionskoeffizient mit abnehmender Probendicke überproportional ab [47]. Bild 2.13 aus Abschn. 2.3.3.1 zeigt entsprechende Versuchsergebnisse aus [5] für Betone mit einem  $w/z$ -Wert von 0,5 und 0,85 einschließlich der angegebenen nichtlinearen Regressionsfunktion. Auf den Einfluß von betontechnologischen Parametern auf diese Abhängigkeit wird hier nicht eingegangen.

Festgelegt werden muß aber, welcher Diffusionskoeffizient (bei welcher Probendicke) maßgebend für die Prognose der Karbonatisierung ist. Um eine Unterschätzung der Karbonatisierungstiefe auszuschließen, ist von einer Dicke entsprechend der maximal zulässigen mittleren Endkarbonatisierungstiefe auszugehen. Bei mittleren Dicken der Betondeckung von 30 - 50 mm (DIN 1045) wären dies in etwa 20 mm. Die bisherigen Ausführungen (siehe Abschn. 2.3.3) und die nun folgenden Literaturlauswertungen beschränken sich deshalb i.d.R. auf Ergebnisse von 20 mm dicken Proben.

#### 3.2 Vergleichbarkeit von $O_2$ - mit $CO_2$ -Diffusionskoeffizienten

Bei Diffusionsversuchen an feuchten Betonproben mit  $CO_2$  kommt es i.d.R. zu Karbonatisierungen. Dies erschwert die Versuchsauswertung. Deshalb führt man derartige Prüfungen gewöhnlich mit Sauerstoff als Prüfmedium durch.

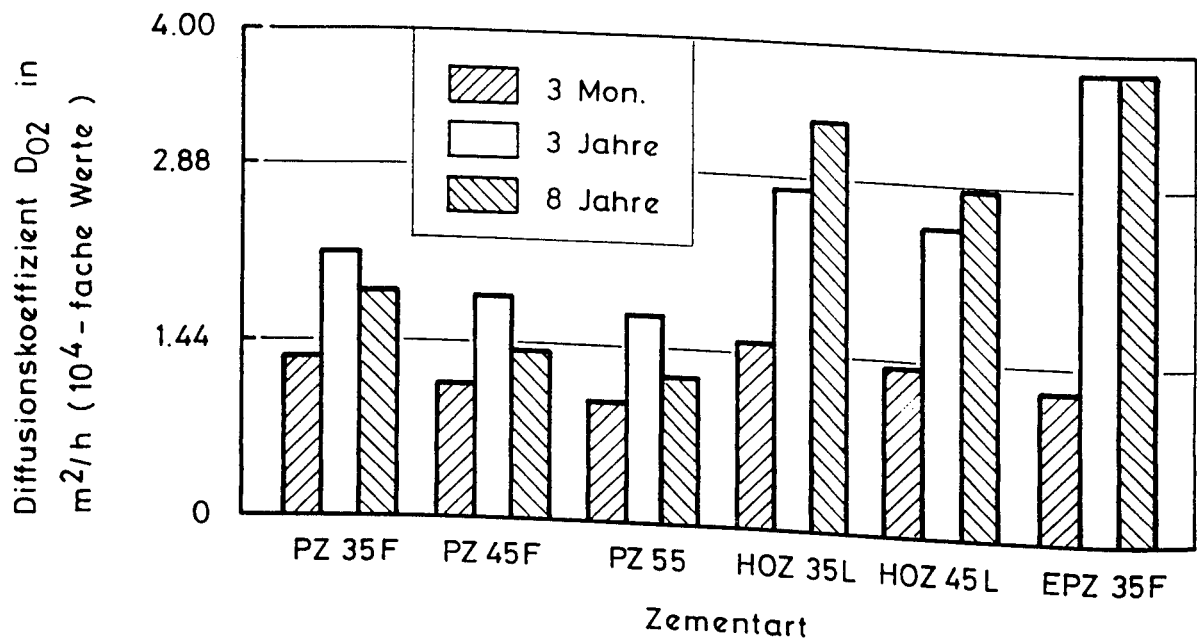
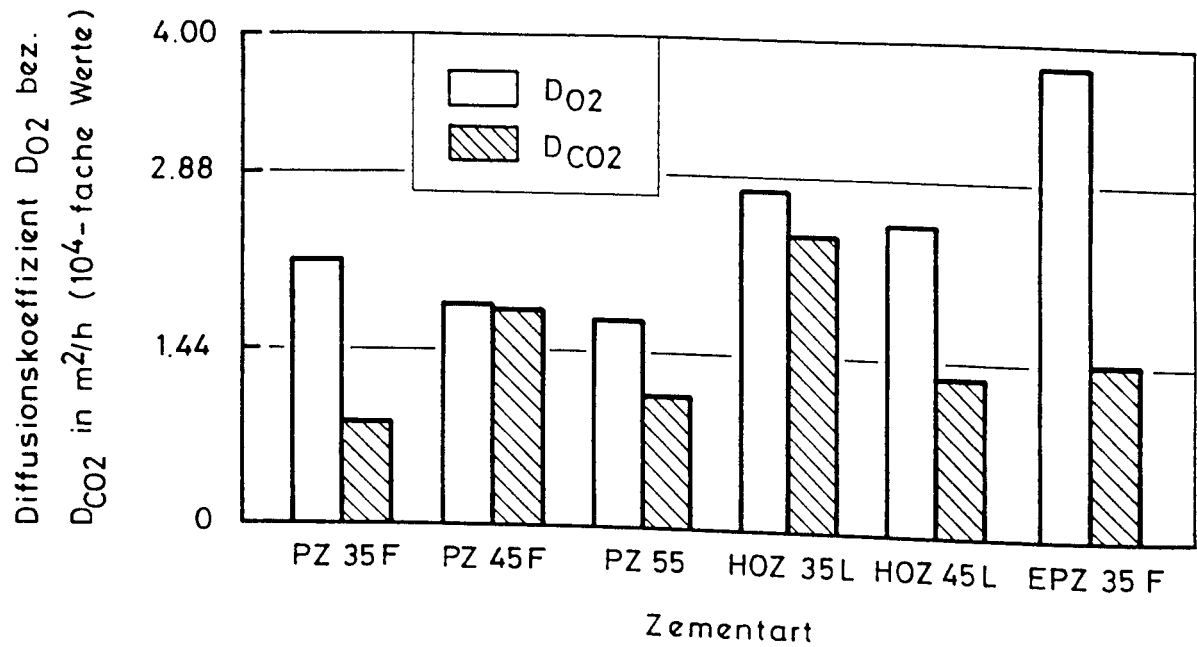


Bild 3.1: Einfluß des Prüfmediums (obere Bildhälfte) und des Prüfalters (Karbonatisierung, untere Bildhälfte) auf den Diffusionskoeffizienten in Abhängigkeit der Zementart

Aufgrund molekular-kinetischer Überlegungen [48] und der gemessenen Diffusionskoeffizienten beider Gasarten in Luft [37] ergibt sich, daß  $D_c$  ca. 20 % kleiner als  $D_{O_2}$  ist. Dabei sind die Einflüsse aus der Porenradienverteilung, der Porenstruktur, unterschiedlich großer Partialdruckunterschiede und dem Feuchtegehalt nicht berücksichtigt. Meßergebnisse an Betonproben bestätigen diesen Zusammenhang deshalb nur tendenziell (siehe Bild 3.1, entnommen aus [49]). Dies zeigt auch ein Vergleich von Bild 2.13 aus Abschn. 2.3.3.1 ( $CO_2$ -Diffusionskoeffizient) mit den in den folgenden Abschnitten wiedergegebenen Angaben zum  $O_2$ -Diffusionskoeffizienten. Als baupraktische Näherung wird deshalb bei den Auswertungen von  $O_2$ -Diffusionskoeffizienten keine Korrektur auf  $CO_2$ -Verhältnisse vorgenommen. Auch durch diese Annahme soll eine Unterschätzung des Karbonatisierungsfortschrittes vermieden werden.

### 3.3 Vorüberlegungen zum Einfluß der Feuchte, der Art der Probentrocknung und des Karbonatisierungsgrades

#### 3.3.1 Feuchteeinfluß

Für stationäre Zustände und hygroskopische Feuchtegehalte ist die Betondichtigkeit auch von diesem Feuchtegehalt abhängig. Vergleicht man dagegen den Feuchteeinfluß auf die Dichtigkeit von Betonen unterschiedlicher Qualität, so ist dies nur aufgrund der rel. Feuchte, die im Gleichgewicht zum jeweiligen Feuchtegehalt des Betons steht, möglich. Sie bestimmt, bis zu welchem Radius Kapillarkondensation möglich ist und mit welcher Belegung Adsorption auf den Porenwandungen stattfindet. Im wesentlichen luftgefüllt verbleiben nur die Poren mit einem größeren Radius. Für eine bestimmte rel. Feuchte ist dieser Grenzradius für alle Betone gleich. Nicht gleich ist dagegen für unterschiedlich dichte Betone das Volumen an wassergefüllten bzw. luftgefüllten Porenräumen. Nennenswerte Diffusionsströme sind aber nur noch in den verbleibenden luftgefüllten Teilen der diffundierbaren Porosität möglich (siehe unten). Bei Betonen unterschiedlicher Qualität und gleichem Feuchtegehalt erfolgt die Diffusion dann in unterschiedlichen Radienbereichen, bei gleicher rel. Feuchte dagegen in gleichen Radienbereichen. Je nach dem Verhältnis der mittleren freien Weglänge zu Porenradius sind dabei physikalisch unterschiedliche Diffusionsarten maßgebend [10, 48].

Sowohl für trockenen als auch für vollständig wassergesättigten Beton nimmt der Diffusionskoeffizient mit zunehmender Porosität zu. Für Sauerstoff ist der Diffusionskoeffizient in Luft ( $0,0743 \text{ m}^2/\text{h}$ ) ca. 8000mal größer als derjenige in Wasser ( $0,09 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{h}$ ) [37]. Betone, deren Diffusionskoeffizienten sich im getrockneten Zustand beispielsweise um den Faktor 20 unterscheiden, weisen beide im wassergesättigten Zustand einen vernachlässigbaren Diffusionskoeffizienten auf, auch wenn die relativen Unterschiede im wesentlichen bestehen bleiben. Mit zunehmender Wassersättigung nimmt somit (in absoluten Zahlen) die Bedeutung der Betonqualität für die vorhandene Dichtigkeit ab. Andererseits ist der Feuchteinfluß auf die Dichtigkeit umso kleiner, je dichter der Beton bereits im trockenen Zustand ist.

Für nichtstationäre und/oder hygroskopische Zustände sind zusätzliche Überlegungen erforderlich. Bildet sich infolge Regen ein geschlossener Wasserfilm auf der Bauteiloberfläche, so findet keine nennenswerte weitere  $\text{CO}_2$ -Diffusion in den Beton statt. Dies ist auf Flächen die der Hauptwetterrichtung zugeeignet sind, am häufigsten der Fall. In anschließenden Austrocknungszeiten liegt so lange eine größere Betondichtigkeit vor, wie aufgrund der äußeren rel. Feuchte zu erwarten ist, wie das Gleichgewicht zwischen der oberflächennahen Betonfeuchte und der rel. Luftfeuchte nicht erreicht ist. Der umgekehrte Fall, daß der Beton trockener ist als es der äußeren Feuchte entsprechen würde, tritt im mitteleuropäischen Klima kaum auf und braucht deshalb nicht näher betrachtet zu werden.

Abschließend sollen mit den oben angegebenen Werten des  $\text{O}_2$ -Diffusionskoeffizienten Grenzwerte der Betondichtigkeit abgeschätzt werden. Im Abschn. 2.3.2 wurde bereits festgestellt, daß aus der Anwesenheit des Betonzuschlages ein Diffusionswiderstand von  $\mu = 4,0$  zu erwarten ist. Nach [10] liegt die diffundierbare Porosität von oberflächennahem Beton mit einem w/z-Wert von 0,5 - 0,7 im trockenen Zustand ( $\varphi = 0$ ) bei ca. 6 Vol.-%. Somit beträgt der zu erwartende Maximalwert des Diffusionskoeffizienten  $D_{\text{O}_2, \text{tr}} \leq 0,0743 \cdot 0,06/4 \approx 10 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{h}$  (neben der Feuchte sind hierbei die Diffusionswiderstände aus der Porenstruktur des Zementsteins nicht berücksichtigt).

Versucht man analog einen oberen Grenzwert für den Diffusionskoeffizienten im wassergesättigten Zustand zu finden, so gelingt dies am einfachsten durch die Annahme, daß die  $\text{O}_2$ -Moleküle durch alle wassergefüllten Poren mit  $r \geq 4 \text{ nm}$  diffundieren können. Wiederum nach [10] macht dies ca. 10 - 12 Vol.-% aus, so

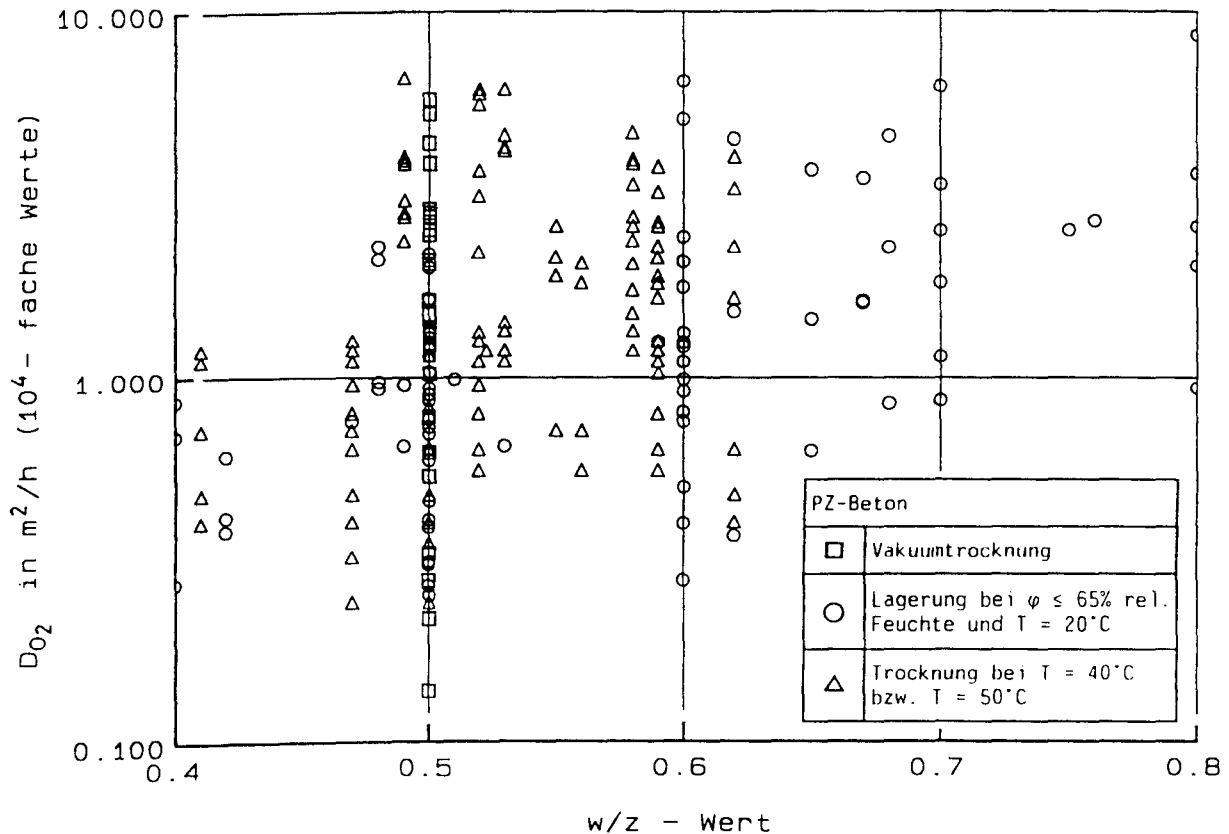


Bild 3.2: Einfluß der versuchsvorbereitenden Trocknungsart auf den Diffusionskoeffizienten  $D_{02}$  von PZ-Beton

daß bei Verzicht auf weitere Einflüsse gilt:

$$D_{02, \text{gesättigt}} \leq 0,09 \cdot 10^{-4} \cdot 0,11 \approx 0,01 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{h}.$$

Auch dies ist natürlich nur ein Anhaltswert. Bei der folgenden Literaturliteraturauswertung werden nur solche Versuchsergebnisse berücksichtigt, die aufgrund dieser Abschätzungen plausibel erscheinen.

### 3.3.2 Einfluß der Trocknungsart bzw. der versuchsvorbereitenden Lagerung

Der Meßwert des Diffusionskoeffizienten hängt auch von der Art der versuchsvorbereitenden Trocknung ab. Für PZ-Beton ist dies in Bild 3.2 dargestellt. Verglichen werden dabei die Ergebnisse von

- Proben nach Vakuumentrocknung,
- Proben, die bis unmittelbar vor Versuchsbeginn bei maximal 65 % rel. Feuchte lagerten ( $T = 20^\circ\text{C}$ ), und von

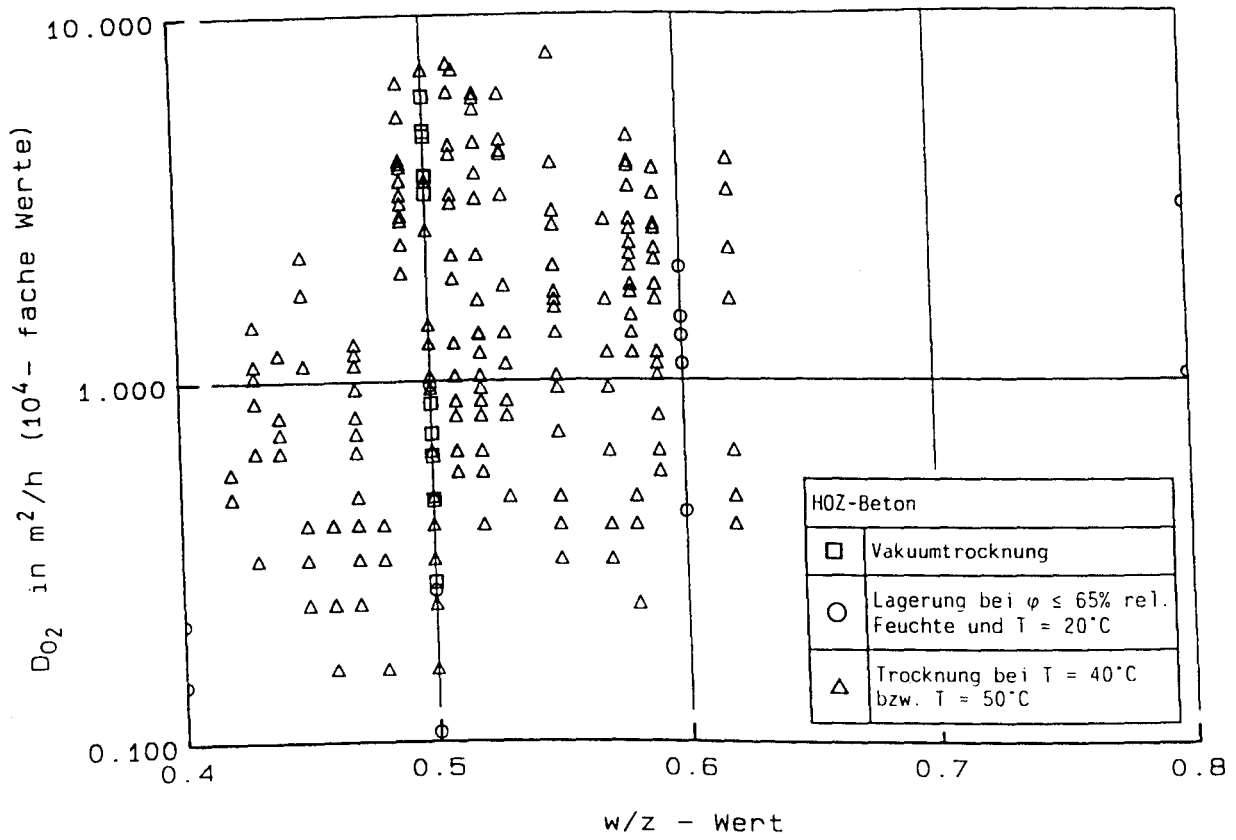


Bild 3.3: Einfluß der Versuchsvorbereitenden Trocknungsart auf den Diffusionskoeffizienten von HOZ-Beton

- Proben nach Trocknung bei  $T = 40^\circ\text{C}$  bzw.  $T = 50^\circ\text{C}$ .

Von der Trocknung bei  $105^\circ\text{C}$  ist bekannt, daß sie zu einer signifikanten Vergrößerung der ursprünglichen Porenstruktur führt. Sie kann somit zur wirklichkeitsnahen Beurteilung von Diffusionseigenschaften nicht herangezogen werden [10].

Bild 3.2 zeigt keinen signifikanten Unterschied zwischen den oben aufgezählten Trocknungsarten. Für alle drei Arten ist außerdem die Streubreite der Werte von ungefähr gleicher Größe (sie entsteht i.w. durch Unterschiede im Zementgehalt, Nachbehandlung, Alter, Erhärtingsbedingung und eingetretene Karbonatisierung).

Wie Bild 3.3 zeigt, gilt dies auch für HOZ-Betone, auch wenn fast nur Ergebnisse von bei  $40^\circ\text{C}$  bzw.  $50^\circ\text{C}$  getrockneten Proben vorliegen.

Für die weiteren Überlegungen wird deshalb von der Gleichwertigkeit der drei o.a. Arten der Probenbehandlung ausgegangen. Ein Vergleich der 2. und 3. Trocknungsart für PZ-Beton ergibt, daß mit 30 % Irrtumswahrscheinlichkeit die Hypothese, daß der Median in beiden Fällen gleich groß ist, nicht abzulehnen ist und daß mit 10 % Irrtumswahrscheinlichkeit die Hypothese, daß der Mittelwert in beiden Fällen gleich groß ist, nicht abzulehnen ist.

### 3.3.3 Karbonatisierungszustand

Infolge Karbonatisierung verändert sich die Porenstruktur des Betons [10, 14, 15]. Der Diffusionskoeffizient ist deshalb nicht konstant. Für den im Abschn. 3.4 zu bestimmenden Grundwert des Diffusionskoeffizienten des unkarbonatisierten Betons ist hier vorab zu klären, wie groß die Veränderungen infolge Karbonatisierung sind. Sie sind abhängig von der Zementart und den äußeren Karbonatisierungsbedingungen. Bild 3.4 zeigt dies für HOZ-Beton. Die Meßwerte wurden [50] entnommen. Als Karbonatisierungsgrad wird das Verhältnis Karbonatisierungstiefe zu Probendicke definiert. Da in [50] zur Probendicke Einzelangaben fehlen, wurde einheitlich von  $d = 17,5 \text{ mm}$  ausgegangen (Probendicken schwanken zwischen 15 - 20 mm). Unabhängig von den beiden Lagerungsarten ergibt sich im Mittel infolge vollständiger Karbonatisierung maximal eine Verdoppelung des Diffusionskoeffizienten. Die deutlich größere Durchlässigkeit der Laborproben ist auf deren schlechteren Hydratationszustand zurückzuführen (schlechter im Vergleich zur Lagerung im Freien unter Dach). Zum Einfluß der Erhärtingsbedingungen siehe auch [10].

Für PZ-Betone enthält Bild 3.5 Ergebnisse aus [50] und [51]. Die Werte aus [51] wurden an Proben bestimmt, die bei hohen rel. Feuchten  $\varphi \geq 90 \%$  ca. vier Jahre im Freien unter Dach lagerten. Infolge vollständiger Karbonatisierung fällt der Diffusionskoeffizient schätzungsweise auf maximal  $1/3$  des Ausgangswertes ab. Nach [10] kann davon ausgegangen werden, daß der Karbonatisierungseinfluß auf die Diffusions-, Absorptions- und Permeationsdichtigkeit vergleichbar ist. Für die Ableitungen des Abschn. 2.3 sind deshalb keine Ergänzungen erforderlich, sofern der Karbonatisierungseinfluß bei einer der drei Dichtigkeitsarten berücksichtigt wird.



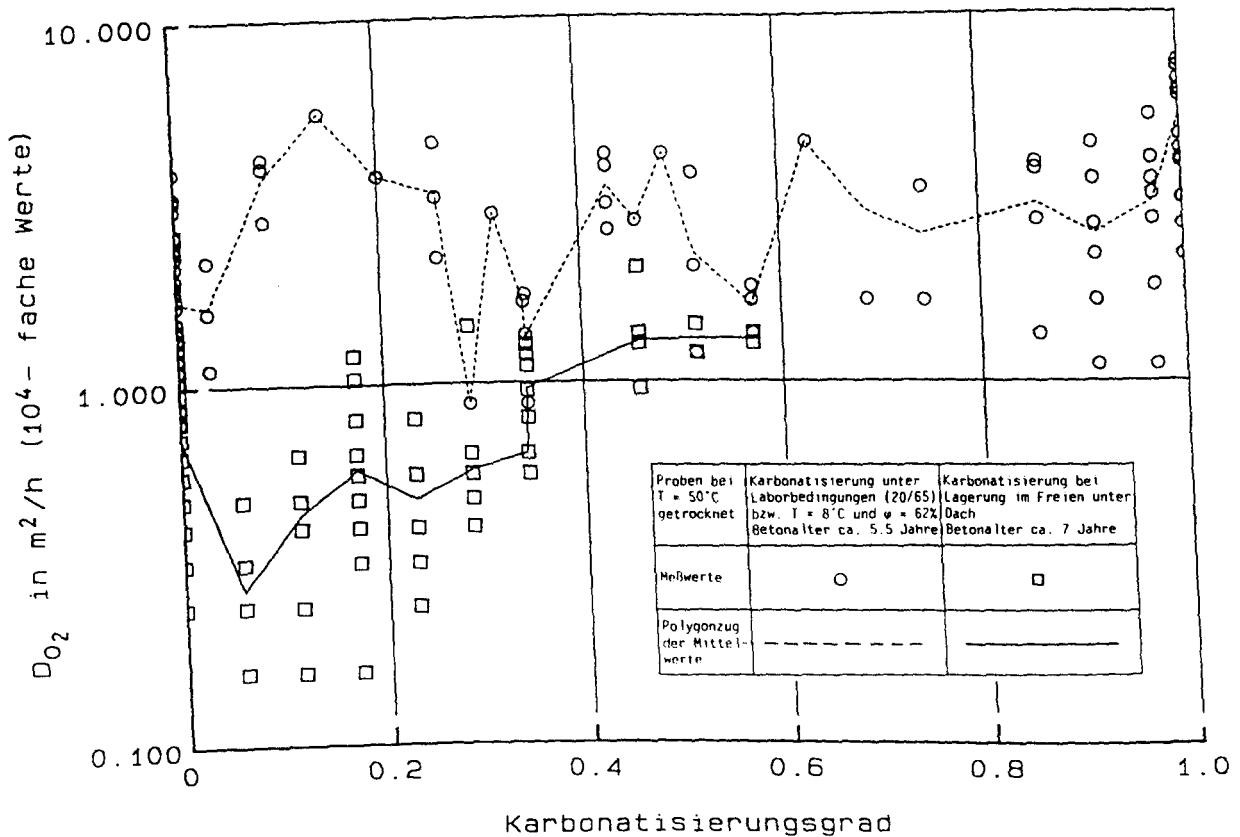


Bild 3.4: Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von HOZ-Beton vom Karbonatisierungsgrad

### 3.3.4 Weitere Einflüsse

In [5, 44] und Bild 3.1 wird der Einfluß des Betonalters untersucht. Sofern das Mindestalter zum Prüfzeitpunkt 28 Tage beträgt und der Einfluß der Karbonatisierung entsprechend Abschn. 3.3.3 berücksichtigt wird, ist keine signifikante Altersabhängigkeit erkennbar.

Im weiteren nicht näher berücksichtigt werden außerdem der Ort der Probenentnahme (oberflächennah, Bauteilmitte) sowie Einflüsse aus der Prüfkörperherstellung und der Prüfkörpergeometrie (kleinformartige Probekörper, bauteilähnliche Geometrien), aus denen die Proben entnommen wurden.

Ein Teil der Streuung der im Abschn. 3.4 zusammengestellten Meßwerte des Diffusionskoeffizienten erklärt sich aus der Nichtberücksichtigung dieser und weiterer Einflüsse (siehe Zusammenstellung in Abschn. 3.4).

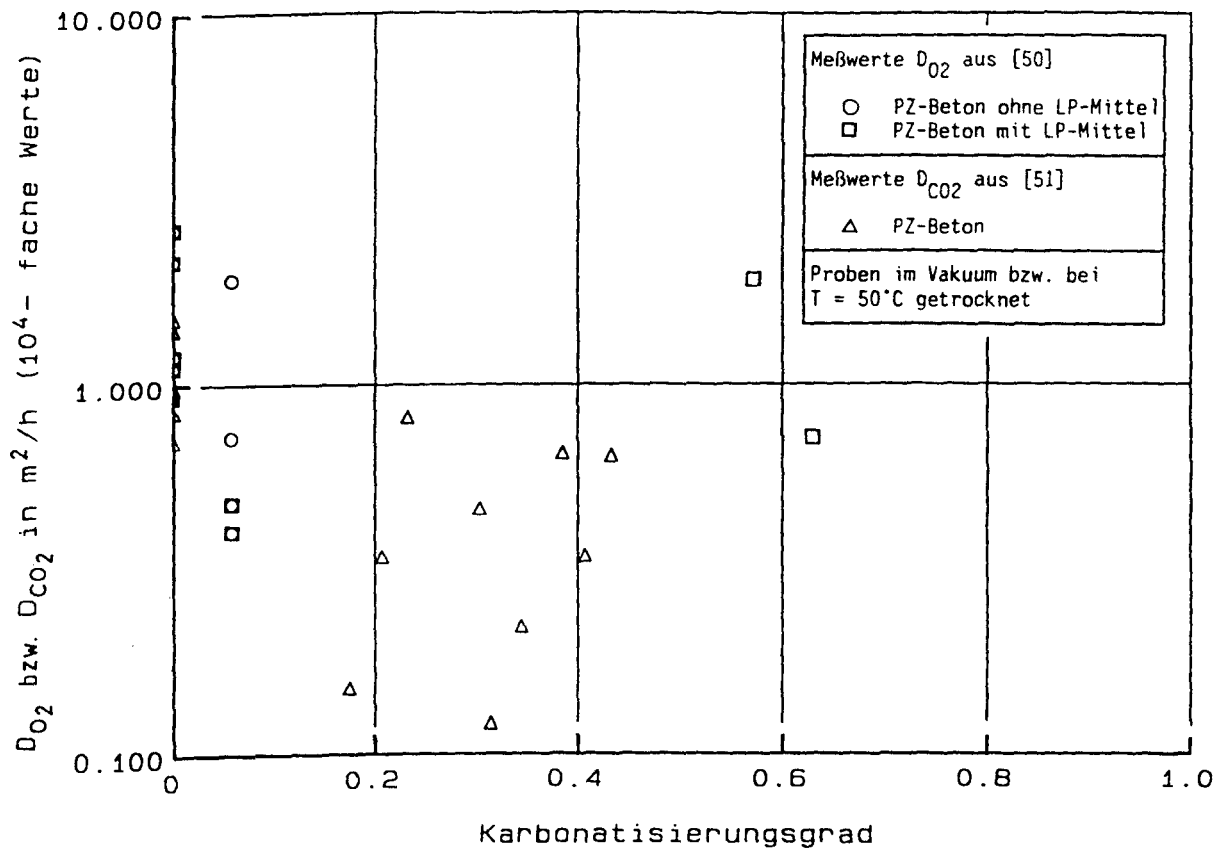


Bild 3.5: Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von PZ-Beton vom Karbonatisierungsgrad

### 3.4 Ableitung eines $D_{O_2}$ -Grundwertes in Abhängigkeit betontechnologischer Parameter für trockenen, unkarbonatisierten Beton

Gegenstand dieses Abschnittes ist die Ableitung von Regressionsbeziehungen zwischen dem  $O_2$ -Diffusionskoeffizienten und dem

- w/z-Wert des Betons,
- der verwendeten Zementart und
- der Nachbehandlungsdauer.

Dies erfolgt für einen mindestens 28 Tage alten Beton, eine Probendicke von ca. 20 mm und unkarbonatisierten Beton, der entweder im Vakuum oder bei maximal  $T = 50^\circ\text{C}$  getrocknet worden ist bzw. vor Durchführung der Prüfung ausreichend lange bei weniger als ca. 65 % rel. Feuchte lagerte. Nicht berücksichtigt werden dabei:

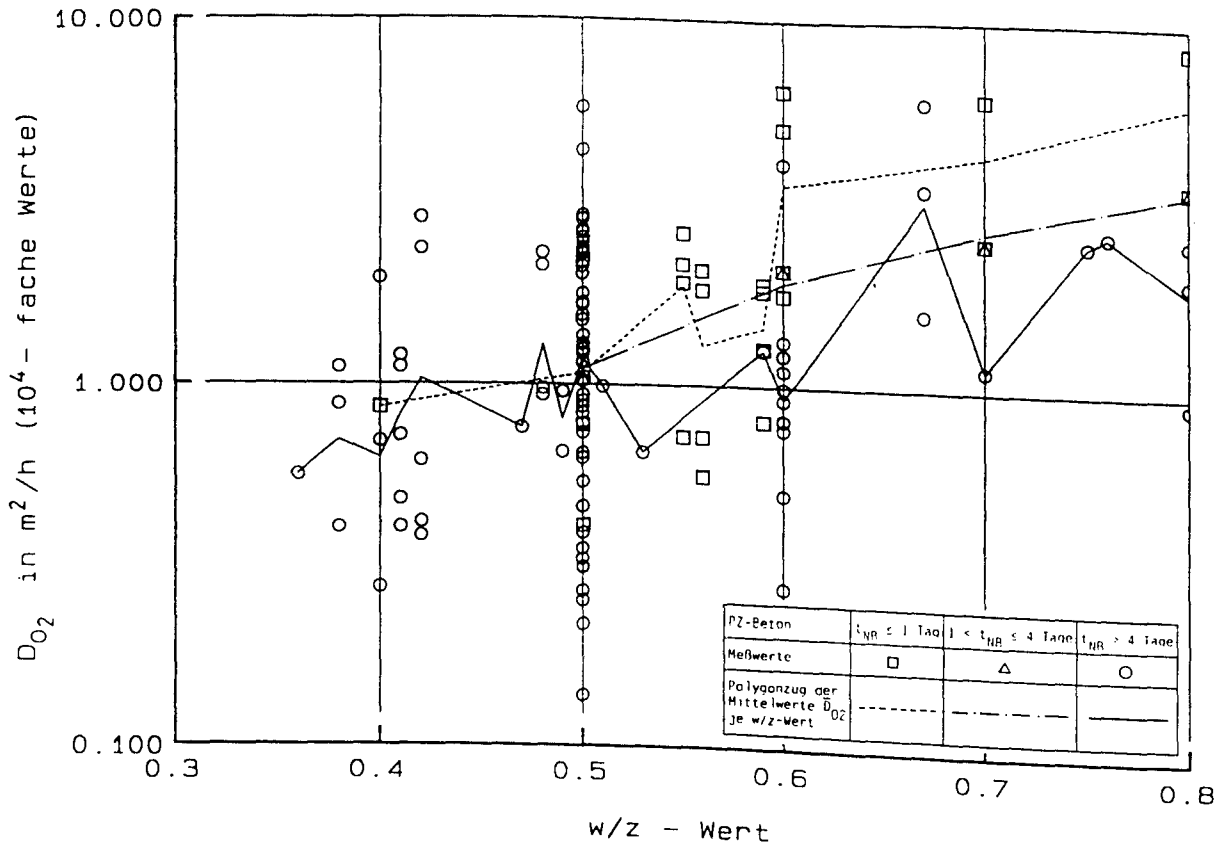


Bild 3.6: Nach der Nachbehandlungsdauer getrennte Meßwerte des Diffusionskoeffizienten in Abhängigkeit des w/z-Wertes, einschließlich der zugehörigen Polygonzüge ihrer Mittelwerte (PZ-Beton)

- Einflüsse der Lagerungs- bzw. Erhärtingsbedingungen,
  - Einflüsse aus Bauteilabmessungen und unterschiedlichen Entnahmetiefen, aus denen die Proben entstammen (unterschiedliche Nachbehandlungseinflüsse, Zuschlagverteilung)
  - Einflüsse aus der Sieblinie und dem Größtkorndurchmesser,
  - Einflüsse aus der Art der Nachbehandlung,
  - Einflüsse aus der Zementmenge, dem Hüttensandgehalt sowie der Zugabe von Flugasche, Silikastaub, Zementnebenbestandteilen u.ä.m.,
  - Einflüsse aus Zusatzmitteln oder Zusatzstoffen,
  - Einflüsse aus der Art der Versuchsdurchführung
- sowie alle Wechselwirkungen dieser Einflüsse untereinander bzw. dieser Einflüsse mit berücksichtigten Parametern und Wechselwirkungen zwischen den berücksichtigten Parametern.

Die Vernachlässigung dieser Parameter hat vor allem zwei Gründe: Zum einen sind im Planungszustand eines Gebäudes in der Regel Angaben zu den oben be-

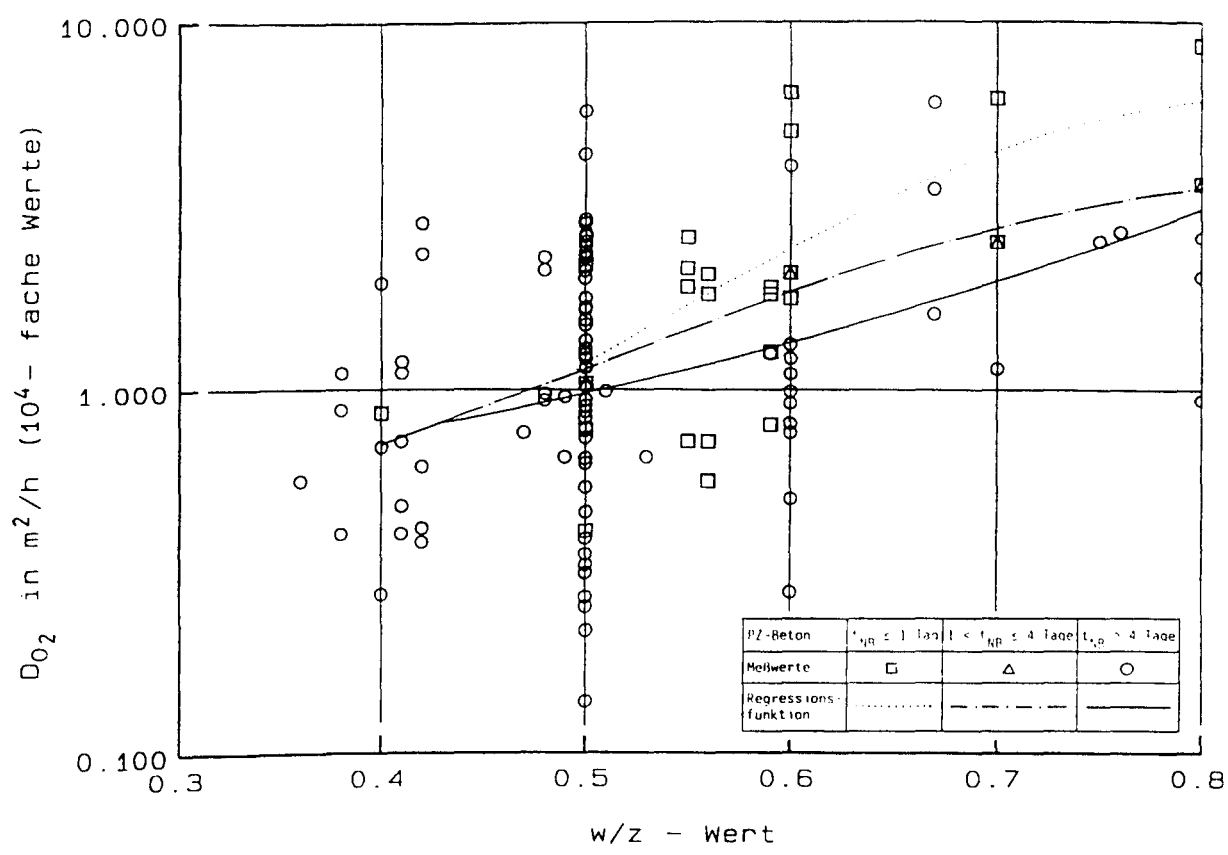


Bild 3.7: Regressionsfunktionen nach Gl. (3.2) für die Meßwerte von Bild 3.6

rücksichtigten Parametern ausreichend; zum anderen ist es baupraktisch sinnvoll, sich auf wenige Hauptparameter zu beschränken, da nur so mit einfachen Mitteln eine Dauerhaftigkeitsprognose durchführbar ist. Außerdem ist das vorliegende Datenmaterial nicht systematisch genug, um alle aufgezählten, nicht berücksichtigten Parameter signifikant erfassen zu können. Die Berücksichtigung der dadurch bedingten Streuung erfolgt durch ein entsprechendes statistisches Vorhersagemodell. Für die Auswertung werden die Meßergebnisse aus den Literaturstellen [8, 9, 32, 33, 44, 45, 50, 52, 53, 54] berücksichtigt. Insgesamt (Ergebnisse sowohl an trockenen als auch feuchten Proben) stehen damit 508 Einzelwerte zur Verfügung, wobei es sich in der Vielzahl der Fälle um Mittelwerte aus zwei oder drei Versuchen handelt. Mittelwerte sind streng genommen anders zu behandeln als Einzelwerte. Dennoch werden sie hier zu einer Stichprobe zusammengefaßt, da die im folgenden abgeleiteten Beziehungen rein empirischen Charakter haben.

Dazu erfolgt als erstes eine Trennung der Werte nach den Zementarten Portlandzement (PZ) und Hochofenzement (HOZ), ohne dabei weitere Unterteilungen

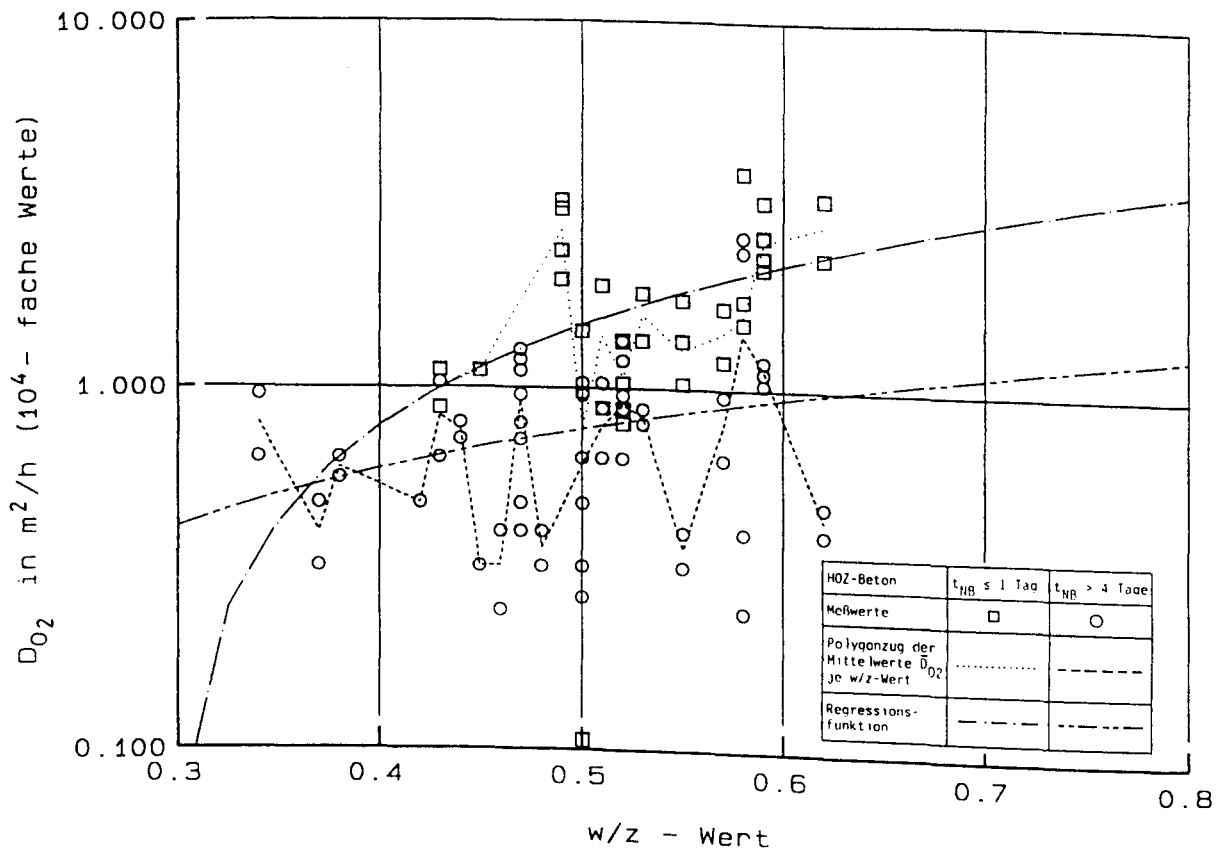


Bild 3.8: Nach der Nachbehandlungsdauer getrennte Meßwerte des Diffusionskoeffizienten in Abhängigkeit des w/z-Wertes einschließlich der zugehörigen Polygonzüge ihrer Mittelwerte und Regressionsgeraden nach Gl. (3.3) (HOZ-Beton)

nach der Mahlfeinheit (Festigkeitsklasse) oder dem Hüttensandanteil zu berücksichtigen. Die Nachbehandlungsdauer wird in die drei Klassen

a) Nachbehandlungsdauer  $t_{NB} \leq 1 \text{ Tag}$

b)  $1 < t_{NB} \leq 4 \text{ Tage}$

c)  $t_{NB} > 4 \text{ Tage}$

unterteilt. Dabei wird, wie auch in [55], nicht zwischen den dort aufgezählten Nachbehandlungsarten unterschieden. Für jeden dieser sechs Fälle wird der Zusammenhang zwischen dem Sauerstoff-Diffusionskoeffizienten und dem w/z-Wert nach folgenden Regressionsfunktionen untersucht:

$$D_{02} (\varphi=0) = a \left[ 1 - \frac{1}{1 + (b - b \cdot w/z)^c} \right] \quad (\text{für PZ-Beton}) \quad (3.2)$$

$$D_{02}(\varphi=0) = a + b \cdot w/z \quad (\text{für HOZ-Beton}) \quad (3.3)$$

und die zugehörigen Regressionskoeffizienten bestimmt.

In den Bildern 3.6, 3.7 und 3.8 sind die Meßwerte und diese Regressionsbeziehungen zusammen mit dem Polygonzug dargestellt, der die Mittelwerte der Meßwerte zu jedem  $w/z$ -Wert verbindet. Wie bereits erwähnt sind die Regressionsfunktionen rein empirisch, so daß hinter den verwendeten Ansätzen und ihren Unterschieden bezüglich der Zementart keine physikalischen Gründe stehen. Außerdem wurde nicht überprüft, ob von anderen Funktionen höhere Korrelationskoeffizienten zu erwarten wären. Die Regression wurde für den zu einem  $w/z$ -Wert gehörenden  $D_{02}$ -Mittelwert durchgeführt. Der Gültigkeitsbereich wird dabei auf  $0,4 \leq w/z \leq 0,80$  beschränkt, auch wenn für HOZ-Beton keine Werte für  $w/z \geq 0,63$  vorliegen. Da ebenso keine Werte für 1 bis 4 Tage nachbehandelten HOZ-Beton vorliegen, ist für diesen Fall näherungsweise der Mittelwert der beiden übrigen Nachbehandlungsklassen anzusetzen. Zu wenige Daten existieren auch für weniger als 4 Tage nachbehandelten PZ-Beton im Bereich  $w/z < 0,5$ , so daß die Regressionsfunktionen in diesem Fall den Einfluß aus  $w/z$ -Wert und Nachbehandlung nur unscharf wiedergegeben. Es ist deshalb für  $0,4 \leq w/z \leq 0,44$ , unabhängig von der wirklichen Nachbehandlungsdauer, mit dem Wert zu rechnen, der sich für  $1,0 < t_{NB} \leq 4,0$  ergibt, und im Bereich  $0,44 < w/z \leq 0,50$  nur zu unterscheiden zwischen  $t_{NB} \leq 4$  Tage und  $t_{NB} > 4$  Tage. Da die Klasseneinteilung der Nachbehandlungsdauer zudem nur nach dem Kriterium einer sinnvollen Bearbeitung des vorliegenden Datenmaterials erfolgte, also unabhängig davon ist, ob gleichzeitig auch baupraktische und betontechnologische Aspekte adäquat berücksichtigt sind, werden diese willkürlich erscheinenden Gültigkeitsdefinitionen als zulässig erachtet.

Die Regressionskoeffizienten haben folgende Werte:

$$\text{- PZ-Beton: } D(\varphi=0) = a \left[ 1 - \frac{1}{1 + (b - b \cdot w/z)^c} \right] \cdot 10^{-4} \text{ [m}^2\text{/h]}$$

$$t_{NB} \leq 1 \text{ Tag; } 0,5 \leq w/z \leq 0,8: \quad \begin{array}{l} a = 6,63 \\ b = 2,82 \\ c = -4,44 \end{array}$$

$1 < t_{NB} \leq 4$  Tage;  $0,4 \leq w/z \leq 0,8$ :

$$\begin{aligned} a &= 3,95 \\ b &= 2,59 \\ c &= -3,48 \end{aligned}$$

Anm.: Zusätzlich gültig für

$t_{NB} \leq 1$  Tag, wenn  $0,4 \leq w/z < 0,5$  und für

$t_{NB} > 4$  Tage, wenn  $0,4 \leq w/z < 0,44$

$t_{NB} > 4$  Tage,  $0,44 \leq w/z \leq 0,8$ :

$$\begin{aligned} a &= 7,41 \\ b &= 5,95 \\ c &= -1,73 \end{aligned}$$

- **H0Z-Beton:**  $D(\varphi=0) = (a + b \cdot w/z) \cdot 10^{-4} \text{ [m}^2/\text{h]}$

$t_{NB} \leq 1$  Tag;  $0,4 \leq w/z \leq 0,8$ :

$$\begin{aligned} a &= -2,09 \\ b &= 7,16 \end{aligned}$$

$1 < t_{NB} \leq 4$  Tage;  $0,4 \leq w/z \leq 0,8$ :

Mittelwert aus den Fällen  
 $t_{NB} \leq 1$  und  $t_{NB} > 4$ :

$$\begin{aligned} a &= -1,11 \\ b &= 4,48 \end{aligned}$$

$t_{NB} > 4$  Tage;  $0,4 \leq w/z \leq 0,8$ :

$$\begin{aligned} a &= -0,13 \\ b &= 1,79 \end{aligned}$$

### 3.5 Einfluß der Feuchte auf den $O_2$ -Diffusionskoeffizienten

Getrennt nach  $w/z \geq 0,6$  und  $w/z \leq 0,5$  sind in Bild 3.9 für PZ-Beton und in Bild 3.10 für H0Z-Beton die Ergebnisse von Diffusionsmessungen an feuchten Proben angegeben. Der Feuchtegehalt ist dabei entsprechend den Erläuterungen von Abschnitt 3.3.1 durch die rel. Feuchte gekennzeichnet, bei der die Proben bis zum Versuchsbeginn lagerten. In der Regel erfolgte diese Lagerung bei  $T = 20^\circ\text{C}$ . Für  $\varphi = 0$  sind auch die im Vakuum bzw. bei  $T \leq 50^\circ\text{C}$  getrockneten Proben berücksichtigt (vergl. Abschn. 3.3.2). Außerdem enthalten auch diese Darstellungen die Polygonzüge der Meßwertmittelwerte. Dabei zeigt sich, daß offenbar die Feuchteabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten für beide Zementarten und für unterschiedliche  $w/z$ -Werte von gleicher Gestalt ist und die Polygonzüge nur für  $\varphi = 0$  bei unterschiedlichen Werten beginnen. Für den Funktionsverlauf wird deshalb einheitlich folgender Ansatz gewählt:

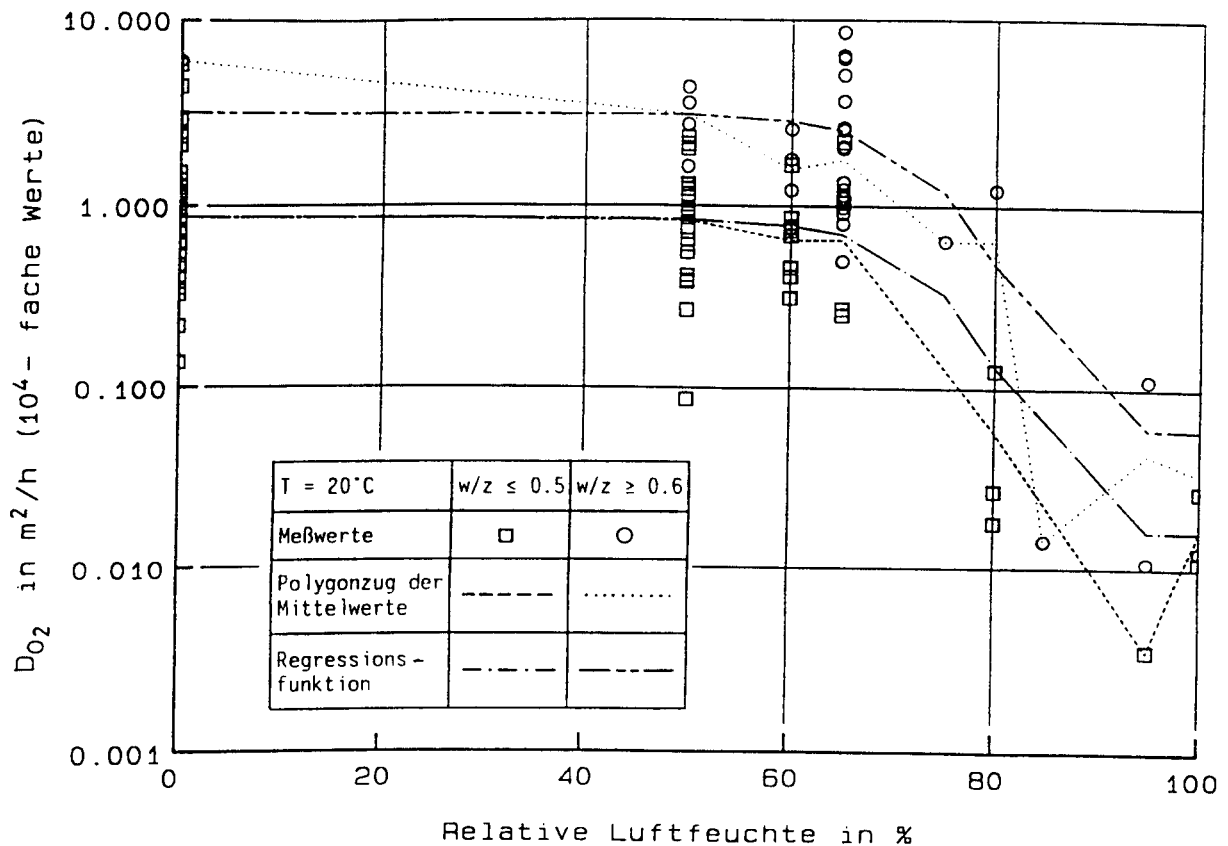


Bild 3.9: Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der rel. Luftfeuchte (PZ-Beton)

$$D_{02}(\varphi) = D_{02}(\varphi=0) \cdot \left[ a + \frac{b}{(1 + (c - c \cdot \varphi)^d)} \right] \quad (3.4)$$

Für PZ-Beton ergibt die Regression folgende Werte (diese werden auch für HOZ-Beton berücksichtigt):

$$\begin{aligned} a &= 0,993 \\ b &= -0,974 \\ c &= 3,621 \\ d &= 5,750 \end{aligned}$$

Auch dies ist in Bild 3.9 dargestellt.

Der Diffusionskoeffizient fällt nach diesem Ansatz im Zustand der Gleichgewichtsfeuchte zu  $\varphi = 100\%$  auf ca. 1/100 des Wertes im trockenen Zustand ab. Dies entspricht den in Abschnitt 3.3.1 abgeleiteten Grenzwerten des Feuchteinflusses.



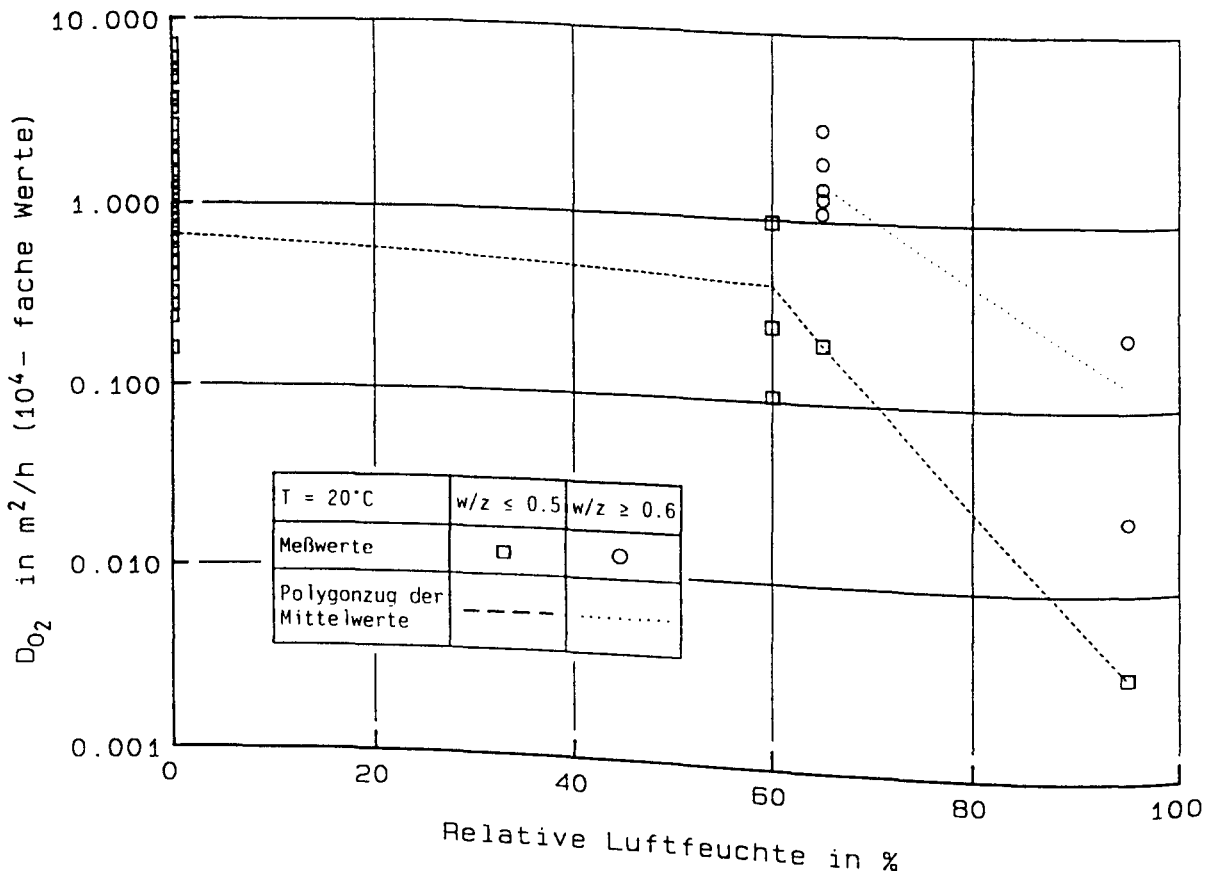


Bild 3.10: Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der rel. Luftfeuchte (HOZ-Beton)

### 3.6 Berücksichtigung des Vorhersagefehlers

Mit den in Abschn. 3.4 und 3.5 abgeleiteten Beziehungen kann der Diffusionskoeffizient des unkarbonatisierten Betons in Abhängigkeit der Zementart, des w/z-Wertes, der Nachbehandlungsdauer und der Feuchte abgeschätzt werden. Vergleicht man diese Schätzwerte mit den Meßwerten, so ergeben sich die Residuen entsprechend Bild 3.11 und 3.12.

Der Mittelwert aller Residuen beträgt  $0,019 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{h}$ . Sie sind normalverteilt. Im Mittel aller Werte stimmen somit Meßwert und Vorhersagewert überein. Die im Einzelfall auftretenden Abweichungen zwischen Vorhersage und Meßwert können als zufällig angesehen werden. Sie sind in der Regel erheblich kleiner als halb so groß wie die Vorhersagewerte und können wie folgt vereinfacht berücksichtigt werden:

Der Vorhersagewert des Diffusionskoeffizienten wird in sechs Wertebereiche

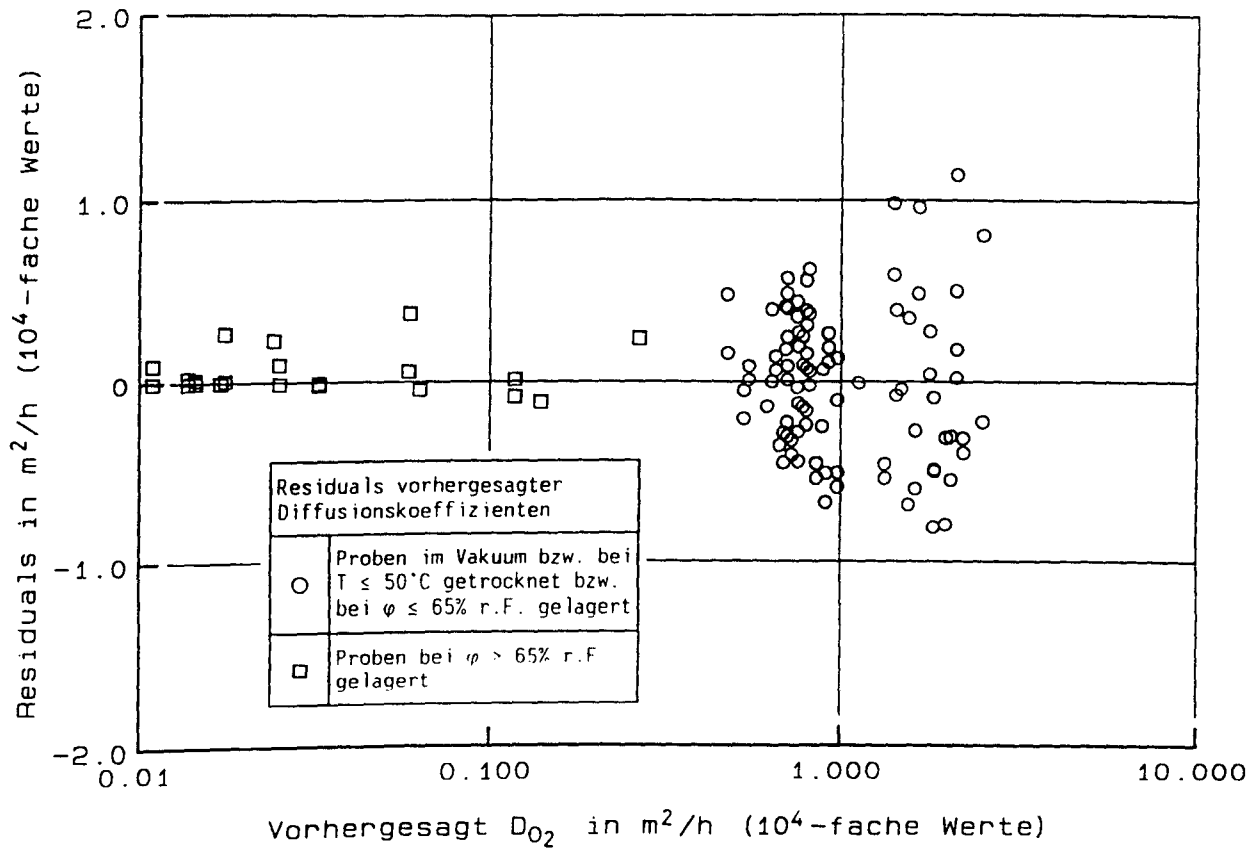


Bild 3.11: Vorhersagefehler für den Diffusionskoeffizienten des unkarbonatisierten Betons

eingeteilt. Pro Bereich ergibt die statistische Auswertung, daß wiederum jeweils normalverteilte Residuen vorliegen. Bei Kenntnis des mittleren Residual und seiner Standardabweichung kann daraus ein Schätzwert  $\Delta D$  bestimmt werden (bei Vorgabe der gewünschten Aussagesicherheit). Die dazu erforderlichen Auswertungen der Residuen sind in Tab. 3.1 zusammengefaßt. Es ist:

$$\Delta D = R + k \cdot s$$

mit:

$k$ : Faktor, mit dem (Annahme: Stichprobenvarianz entspricht der Varianz der Grundgesamtheit) in Abhängigkeit der zu berücksichtigenden Eintretenswahrscheinlichkeit des Fraktilwertes  $\gamma$  und der Aussagesicherheit  $\alpha$ , von der Stichprobe auf einen näherungsweise gültigen Fraktilwert der Grundgesamtheit geschlossen werden kann.

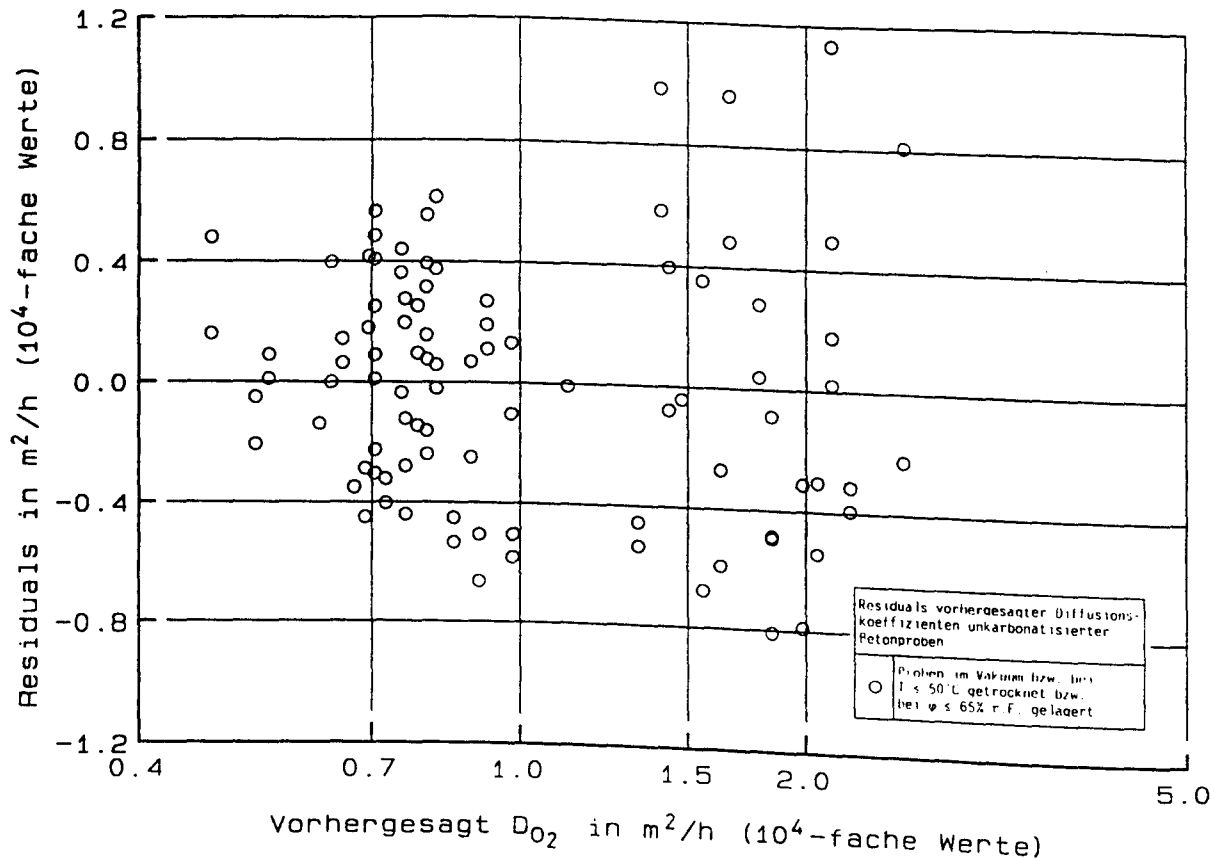


Bild 3.12: Ausschnittsvergrößerung aus Bild 3.11 für den i.d.R. maßgebenden Wertebereich des Diffusionskoeffizienten

Auch hierbei erfolgte die Klasseneinteilung des Vorhersagewertes nur nach dem Aspekt einer sinnvollen Bearbeitung des vorliegenden Datenmaterials.

### 3.7 Kritische Bewertung der gewählten Ansätze

Bei den durchgeführten Ableitungen der Abschn. 3.4 - 3.6 konnten keine auch physikalische Überlegungen befriedigende Regressionen durchgeführt werden. Die hier erfaßten Meßwerte bedürften dazu der Ergänzung durch systematische Untersuchungen, insbesondere an bauteilähnlichen Prüfkörpern und Bauwerken. Diese existieren aber bisher kaum.

Dennoch wird das vorliegende Datenmaterial ausreichend genau beschrieben. Diese Beschreibung stützt sich auf die fünf wesentlichsten Parameter. Darüber hinausgehende Einflüsse und Besonderheiten, wie beispielsweise Einflüsse der Schalungs- und Nachbehandlungsart, der Wirkung von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen und einer detaillierteren Charakterisierung des Zementes, konnten

nicht erfaßt werden.

Tabelle 3.1: Statistische Auswertung der Vorhersagefehler

	Wertebereich des Vorhersagewertes des Diffusionskoeffizienten ( $10^4$ -fache Werte) in $\text{m}^2/\text{h}$					
	$D \leq 0.4$	$0.4 < D \leq 0.7$	$0.7 < D \leq 1.0$	$1.0 < D \leq 1.5$	$1.5 < D \leq 2.0$	$D > 2.0$
Anzahl der Meßwerte	21	17	56	8	15	11
Mittelwert der Residuals $R$ [ $\text{m}^2/\text{h}$ ] ( $10^4$ -fache Werte)	0.051	0.006	-0.002	0.105	-0.214	0.029
Standardabweichung der Residuals $s$ [ $\text{m}^2/\text{h}$ ] ( $10^4$ -fache Werte)	0.125	0.280	0.320	0.520	0.540	0.560
Maximalwert der Residuals [ $\text{m}^2/\text{h}$ ] ( $10^4$ -fache Werte)	0.373	0.480	0.620	0.980	0.960	1.140
Minimalwert der Residuals [ $\text{m}^2/\text{h}$ ] ( $10^4$ -fache Werte)	-0.121	0.450	-0.670	-0.540	-0.810	-0.540

Es handelt sich um ein baukastenartig aufgebautes Grundmodell. Die Möglichkeiten zu gewünschten Erweiterungen sind, nach dem Vorliegen entsprechender Erfahrungen und Versuchsergebnisse, jederzeit problemlos gegeben. Dem Charakter eines Grundmodells entspricht es auch, daß hier die Zementmengen nicht, die Nachbehandlungsdauer nur durch drei Klassen und der Einfluß des  $w/z$ -Wertes bei HÖZ-Betonen durch einen linearen Ansatz berücksichtigt wird. Insbesondere für den letzten Punkt dieser Aufzählung gilt, daß aufgrund der großen Streuung (zum Teil durch Nichtberücksichtigung des Hüttensandanteils bedingt) die nichtlinearen Effekte nur schwer auszumachen sind.

Auf die beispielsweise im Abschn. 2.1.9.2.2 des CEB-FIP Model-Code 1990 angegebene Beziehung zwischen dem  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten und der Druckfestigkeit wurde hier nicht zurückgegriffen. Von einer derartigen Beziehung sind grundsätzlich keine realistischen Prognosen des Karbonatisierungsfortschrittes zu erwarten (Gründe siehe z.B. [56]). Ebenso ist von jeglicher Umformung der hier vorgenommenen Ableitungen abzusehen, die über bekannte Abhängigkeiten zwischen  $w/z$ -Wert und Druckfestigkeit einen Zusammenhang zwi-

schen Festigkeit und Dichtigkeit herstellen sollen. Dies widerspricht physikalischen Gegebenheiten (Betone gleicher Festigkeit, aber unterschiedlicher Zusammensetzung weisen i.d.R. ein signifikant unterschiedliches Karbonatisierungsverhalten auf).

Statt dessen ist es denkbar, Beziehungen zwischen dem w/z-Wert (stellvertretend für alle übrigen Parameter) und der Druckfestigkeit zu benutzen, um mit der infolge der geforderten Nutzungsdauer festgelegten Betonzusammensetzung (siehe Abschn. 5) die zu erwartende Festigkeit abzuschätzen, zu überprüfen ob sie den statisch-konstruktiven Anforderungen genügt und um sich Klarheit über die nach DIN 1045 damit verbundenen Konsequenzen (Stichwort: B II-Baustelle) verschaffen zu können.

### 3.8 Zusammenfassung der Abschnitte 2 und 3

Zur Vorhersage der Karbonatisierungstiefe in Abhängigkeit von der

- a) Betonzusammensetzung und den Herstellungsbedingungen (Zementart, w/z-Wert, Nachbehandlungsdauer) und
- b) den Witterungsbedingungen des Bauwerksstandortes (Betonfeuchte)

erwies sich das Karbonatisierungsgesetz von Schießl als geeignet, sofern die Hauptparameter problemspezifisch eingesetzt werden. Dazu wurden im Abschn. 3 Beziehungen zwischen dem  $O_2$ - bzw.  $CO_2$ -Diffusionskoeffizienten und

- der Zementart
- dem w/z-Wert
- der Nachbehandlungsdauer
- der Betonfeuchte
- dem Karbonatisierungsgrad

abgeleitet. Eine Abschätzung des sich mit diesen Beziehungen ergebenden Diffusionskoeffizienten ergibt einen Vorhersagefehler, der nur zufällig von Null verschieden ist und selbst in den ungünstigsten Fällen kleiner als halb so groß wie der Vorhersagewert bleibt.

#### 4. WITTERUNGSEINFLÜSSE UND IHRE AUSWIRKUNGEN AUF DEN OBERFLÄCHENNAHEN FEUCHTEGEHALT DES BETONS

##### 4.1 Zusammenstellung maßgebender Witterungsdaten

Der Einfluß der Betonfeuchte auf die Karbonatisierung (s. Abschn. 3.3 sowie Bild 2.1 und 2.5) übersteigt bei weitem jenen, der von den betontechnologischen Parametern und von der Karbonatisierung selbst ausgeht (s. Abschn. 3.3.3 und 3.4).

Für ein Grundmodell der Dauerhaftigkeitsprognose ist es nun allerdings nicht erforderlich, eine exakte Simulation des Wetters vorzunehmen. Die Prognose der Dauerhaftigkeit und Karbonatisierung betrifft Zeiträume mehrerer Jahrzehnte. Die Wirkung von kurzfristig einwirkenden, extremen Wettersituationen ist im Vergleich dazu gering. Die Unter- und Überschreitung mittlerer Verhältnisse gleicht sich zumindest teilweise aus.

Deshalb sind hier nur für die beiden Lagerungsfälle

- im Freien unter Dach
- ungeschützt im Freien

maßgebende mittlere Feuchteverhältnisse und ihre möglichen Schwankungen anzugeben. Eine numerische Berechnung der instationären Vorgänge von Feuchteveränderungen ist z.Z. nicht erforderlich. In den folgenden Unterabschnitten erfolgt deshalb zunächst eine Zusammenstellung der Angaben zu folgenden Klimadaten:

- Lufttemperatur,
- rel. Feuchte,
- Niederschlags- und Windverhältnisse.

Neben DIN 4710 [57] wird auf Angaben aus [58, 59, 60, 61, 62, 63, 64] zurückgegriffen. Diese Zusammenstellung erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit, sondern soll einen ersten repräsentativen Einblick in die mitteleuropäischen Witterungsverhältnisse geben.

Darüber hinaus hängt die Betonfeuchte auch von den lokalen Bedingungen am Bauwerksstandort (z.B. Windschatten anderer Gebäude) und den Einbaubedingungen im Bauwerk ab. Die konkrete Situation erfordert somit u.U. die

die Berücksichtigung zusätzlicher Angaben, die über den Rahmen dieses Vorhabens hinausgehen.

Tab. 4.1 enthält eine Zusammenstellung der wesentlichen Witterungsangaben. Diese werden in den folgenden Unterabschnitten kurz erläutert und zu planungsrelevanten Modelleingangsgrößen zusammengefaßt (s. Abschn. 4.2).

Tabelle 4.1: Zusammenstellung maßgebender Wetterdaten

Ort	Jahresgang (Monatsmittel) von Temperatur T [°C] und rel. Luftfeuchte φ [%]														Jahresmittel
	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	Sept.	Oktober	November	Dezember			
	T φ	T φ	T φ	T φ	T φ	T φ	T φ	T φ	T φ	T φ	T φ	T φ	T φ	T φ	
Aachen	1.9	2.6	4.8	8.0	12.6	15.2	16.9	16.4	13.8	9.6	5.2	2.8	84	9.2 77	
Bayer. Wald															
Berlin	-0.7 86	0.1 82	3.5 75	8.0 68	13.2 64	16.2 64	18.0 66	16.9 69	13.6 74	8.1 80	3.5 85	0.8 87		3.6 82	
Braunschweig	0.2	1.1	4.0	7.9	13.2	16.1	17.6	16.6	13.5	8.9	4.2	1.6	8.8		
Bremen	1.0	1.7	4.8	7.8	12.8	15.8	17.4	16.6	13.8	9.3	4.7	2.2	8.9		
Clausthal	-2.0	-1.5	0.9	4.6	9.8	12.6	14.3	13.5	10.7	6.2	1.7	-1.1	5.8		
Düsseldorf															
Essen	1.6 86	2.2 83	5.1 76	8.8 70	12.6 70	15.7 71	17.0 73	16.7 75	14.6 76	10.7 82	5.8 85	2.8 88	9.5 78		
Frankfurt a.M.					66										
Hamburg	0.3	1.0	3.5	7.5	13.3 68	15.4	17.1	16.2	13.6	8.8	4.2		86	76	
Hannover	0.0 88	0.3 85	2.5 81	7.5 77	11.5 73	15.0 72	17.0 76	17.0 77	14.5 80	10.5 84	5.2 87	1.5 89	8.5 80		
Holzkirchen	-2.5 86	-1.8 82	4.2 80	6.2 77	10.2 76	13.8 78	15.5 77	14.5 80	12.0 82	6.9 84	2.0 86	0.0 87	6.8 81		
Karlsruhe	1.0	2.4	5.6	9.6	14.3	17.4	19.1	18.1	14.5	9.6	5.0	2.2	9.9		
Kiel	0.0 91	0.4 89	2.4 85	6.0 81	11.0 77	14.2 77	16.2 80	15.3 83	12.8 86	8.4 88	3.9 90	1.3 92	7.7 85		
Köln	2.0	2.7	5.6	9.0	14.0	16.4	18.0	17.5	14.7	9.8	5.3	2.9	9.8		
Magdeburg					66										
München	-2.3	-0.8	2.9	6.9	12.0 66	15.1	17.0	16.1	12.6	7.6	2.4	0.9 85	7.4 78		
Münster	1.3	2.1	4.5	8.2	13.1	15.8	17.3	16.4	13.7	9.2	4.8	2.3	9.1 71		
Nürnberg					67										
Regensburg	-2.4	-0.6	3.3	7.6	12.9	15.9	17.6	16.6	13.0	7.5	2.4	-1.0	7.7		
Stuttgart	1.0	2.4	5.7	9.6	14.3	17.3	19.1	18.3	14.8	9.9	5.2	2.1	10.0		
Monatsmittel	0.0 87	0.9 84	4.0 79	7.7 75	11.7 69	15.5 72	17.2 74	16.5 77	13.5 80	8.8 84	4.1 87	1.3 87			

4.1.1 Temperaturangaben

Der Wasserdampf-sättigungsdruck, Grenzwerte der rel. Feuchte [58] und die Transportvorgänge [10] sind temperaturabhängig. Da die Temperatur und die Luftfeuchte in weiten Grenzen zusammenhängen, dienen die Temperaturangaben von Tab. 4.1 vornehmlich dazu zu zeigen, daß sich die mittleren Witterungsbedingungen in Deutschland prinzipiell nicht sehr stark unterscheiden.

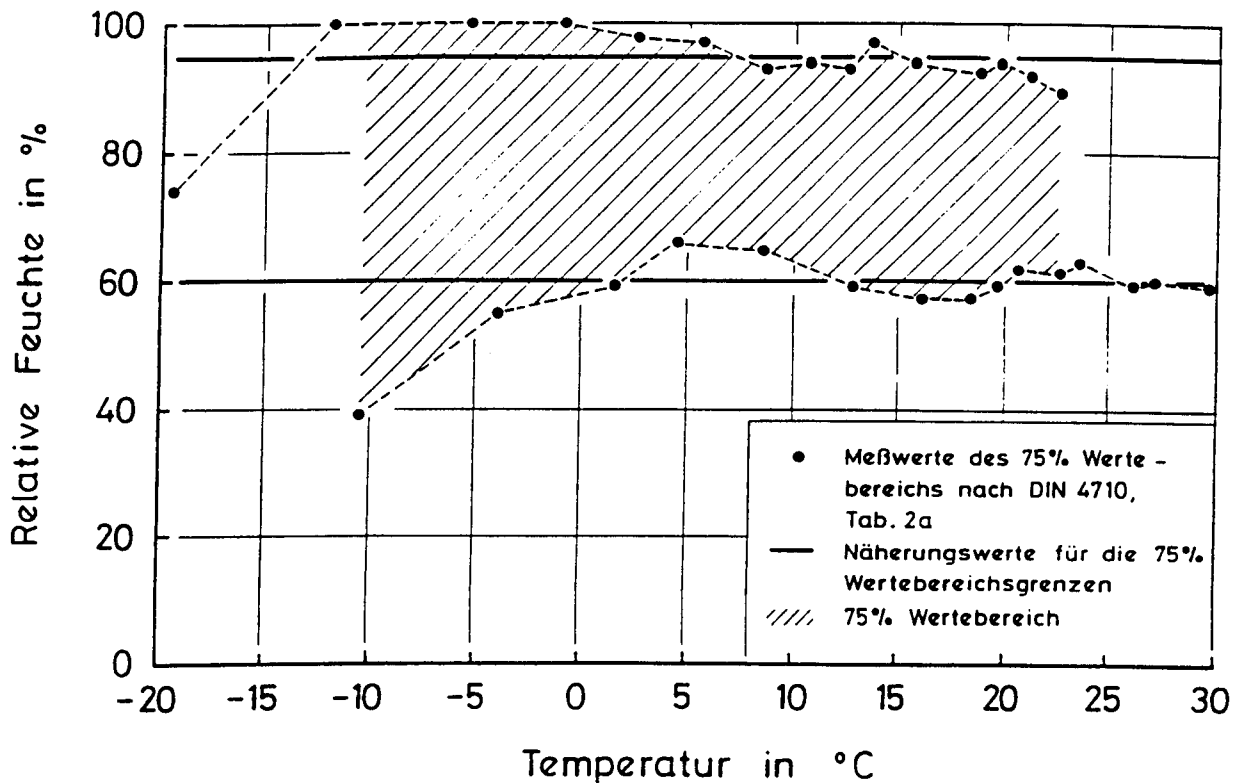


Bild 4.1: Zusammenhang zwischen der rel. Feuchte und der Temperatur für den Standort Braunschweig (nach Tab. 4.2a aus DIN 4710)

#### 4.1.2 Angaben zur relativen Feuchte

Aus Tab. 4.1 ergibt sich, daß die Monatsmittelwerte der rel. Feuchte zwischen 65 % und 90 % schwanken. Als unterer Grenzwert für den Jahresmittelwert kann 75 % rel. Feuchte angenommen werden.

In Bild 4.1 ist für den Standort Braunschweig unter Benutzung von Tab. 4.2a aus DIN 4710 [57] der klimabedingte Zusammenhang zwischen der gemessenen Temperatur und der zugehörigen minimalen und maximalen rel. Feuchte dargestellt. Innerhalb der dargestellten Grenzen liegen 75 % aller Meßwerte. Für den maßgebenden Temperaturbereich von -4 °C bis ca. 23 °C ergibt sich auch aus dieser Darstellung eine Schwankung der rel. Feuchte zwischen 60 % und 95 % (eine Beachtung der jahreszeitlichen Besonderheiten erfolgt bei dieser Betrachtung nicht).



Tab. 4.2: Niederschlagshöhe und -intensität der Station Braunschweig-Völkenrode (1950 - 1977)

Dauer [h]	Niederschlagshöhe [mm]														Summe	Prozent der gesamten Regendauer
	<1.0	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5-7.5	7.5-10	10-15	15-20	20-30	30-40	40-60	60-120			
< 1	32.78	4.39	1.41	0.47	0.24	0.20	0.15	0.04	-	-	-	-	-	39.57	2.5	
1 - 3	9.62	3.42	1.24	0.79	0.38	0.73	0.38	0.11	0.02	0.04	-	-	-	16.73	4.2	
3 - 6	5.43	1.48	0.64	0.44	0.31	0.55	0.22	0.13	0.04	0.07	-	-	-	9.31	5.3	
6 - 12	7.04	1.63	0.80	0.51	0.38	0.71	0.26	0.22	0.09	0.04	0.02	-	0.02	11.72	13.3	
12 - 18	3.68	1.28	0.75	0.46	0.37	0.49	0.18	0.20	0.05	0.05	0.05	0.02	-	7.59	14.3	
18 - 24	2.41	1.46	0.97	0.60	0.48	0.62	0.57	0.46	0.11	0.05	-	0.02	-	7.75	20.5	
24 - 48	1.37	0.95	0.62	0.29	0.38	0.80	0.29	0.37	0.20	0.09	0.04	0.07	-	5.49	24.9	
48 - 72	0.11	0.24	0.07	0.07	0.09	0.15	0.15	0.20	0.02	0.04	0.02	-	-	1.15	8.7	
> 72	0.02	-	0.05	0.05	0.07	0.18	0.11	0.11	0.02	0.07	-	-	-	0.69	6.3	
Summe	62.46	14.85	6.58	3.58	2.71	4.44	2.30	1.83	0.55	0.46	0.13	0.11	0.02	100 %	100 %	
Prozent des mittl. Niederschl. (Sommer)	16	11	8	6	6	14	10	12	5	6	2	3	1	100 %		

Dauer [h]	Niederschlagsintensität [mm/h]														Summe	Prozent der gesamten Regendauer
	<0.05	0.05-0.1	0.1-0.2	0.2-0.3	0.3-0.5	0.5-1.0	1 - 2	2 - 3	3 - 5	5 -10	10-20	20-30	>30			
< 1	0.02	-	0.27	2.08	2.96	9.05	11.59	6.24	4.19	2.36	0.62	0.13	0.05	39.57	2.5	
1 - 3	0.07	1.26	3.09	1.70	2.34	3.66	2.61	0.99	0.55	0.42	0.02	0.02	-	16.73	4.2	
3 - 6	1.61	1.74	1.73	0.95	0.95	1.04	0.95	0.18	0.11	0.05	-	-	-	9.31	5.3	
6 - 12	4.52	2.19	1.59	0.94	0.90	1.06	0.44	0.04	0.04	0.02	-	-	-	11.72	13.3	
12 - 18	2.98	1.35	1.35	0.62	0.69	0.38	0.13	0.05	0.02	-	-	-	-	7.59	14.3	
18 - 24	2.67	1.46	1.61	0.66	0.91	0.38	0.04	0.02	-	-	-	-	-	7.75	20.5	
24 - 48	2.16	0.97	1.04	0.49	0.46	0.22	0.15	-	-	-	-	-	-	5.49	24.9	
48 - 72	0.46	0.20	0.33	0.11	0.02	0.04	-	-	-	-	-	-	-	1.15	8.7	
> 72	0.20	0.33	0.07	0.07	0.02	-	-	-	-	-	-	-	-	0.69	6.3	
Summe	14.69	9.50	11.08	7.62	9.25	15.83	15.91	7.52	4.91	2.85	0.64	0.15	0.05	100 %	100 %	
Prozent des mittl. Niederschl. (Sommer)	4	5	9	8	12	17	18	8	8	8	2	1	<1	100 %		

Bem.: Mittel: 386.2 mm Niederschlag pro Saison (Sommer) in 1550.6 h ; 238 Regeneignisse pro Saison

4.1.3 Angaben zu den Niederschlags- und Windverhältnissen

Eine Häufigkeitsverteilung der Niederschlagshöhe und -intensität für den Raum Braunschweig [61] kann Tab. 4.2 entnommen werden. Weitere Angaben zur durchschnittlichen jährlichen Gesamtregenmenge und zur Anzahl der Regentage enthält Tab. 4.3 [64]. Die Tabellenangaben gelten für horizontale Flächen. Bei vertikalen bzw. geneigten Flächen ist davon nur der Schlagregenanteil zu berücksichtigen (siehe dazu [65]). Die Ergebnisse von Schlagregennmessungen für Holzkirchen zeigt Bild 4.2 aus [60]. Schlagregen trifft nur auf die der jeweiligen Windrichtung zugeneigten Flächen auf. Allgemeine Angaben zu den

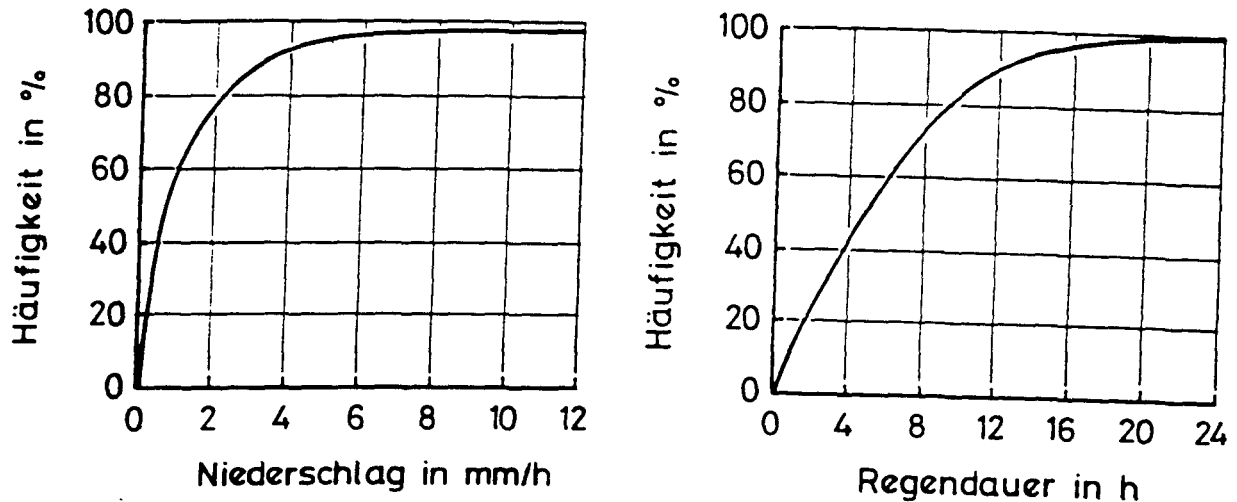


Bild 4.2: Schlagregenverhältnisse für Holzkirchen nach [60]

Tab. 4.3: Wetterdaten (langjährige Durchschnittswerte) ausgewählter Orte in Deutschland aus [64]

Ort	Niederschläge		Anzahl der Frost-Wechsel Tage
	jährliche Menge	Anzahl der Tage	
	[mm]		
Bayrischer Wald	1360	198	84
Berlin	587	202	90
Düsseldorf	722	186	46
Frankfurt	604	190	66
Hamburg	714	194	64
München	904	205	77
Münster	777	223	75

Windverhältnissen sind beispielsweise DIN 4710 zu entnehmen. Da diese aber von den örtlichen Böen-Verhältnissen und Einflüssen aus der Geländeform und Nachbarbebauung stark beeinflusst werden, wird auf sie nicht näher eingegangen. Es ergeben sich folgende Schlußfolgerungen:

Mehr als 60 % (Braunschweig) bzw. 80 % (Holzkirchen) aller Regen- bzw.

Schlagregenfälle dauern länger als eine Stunde an. In 80 % aller Fälle (unabhängig von der Dauer) liegt die Regenintensität unter 2 mm/h. Pro Jahr ist mit etwa 200 Regenfällen zu rechnen. Entsprechend den Windverhältnissen entfällt davon ein Großteil auf nach Westen orientierte Flächen (weiteres siehe Abschn. 4.2).

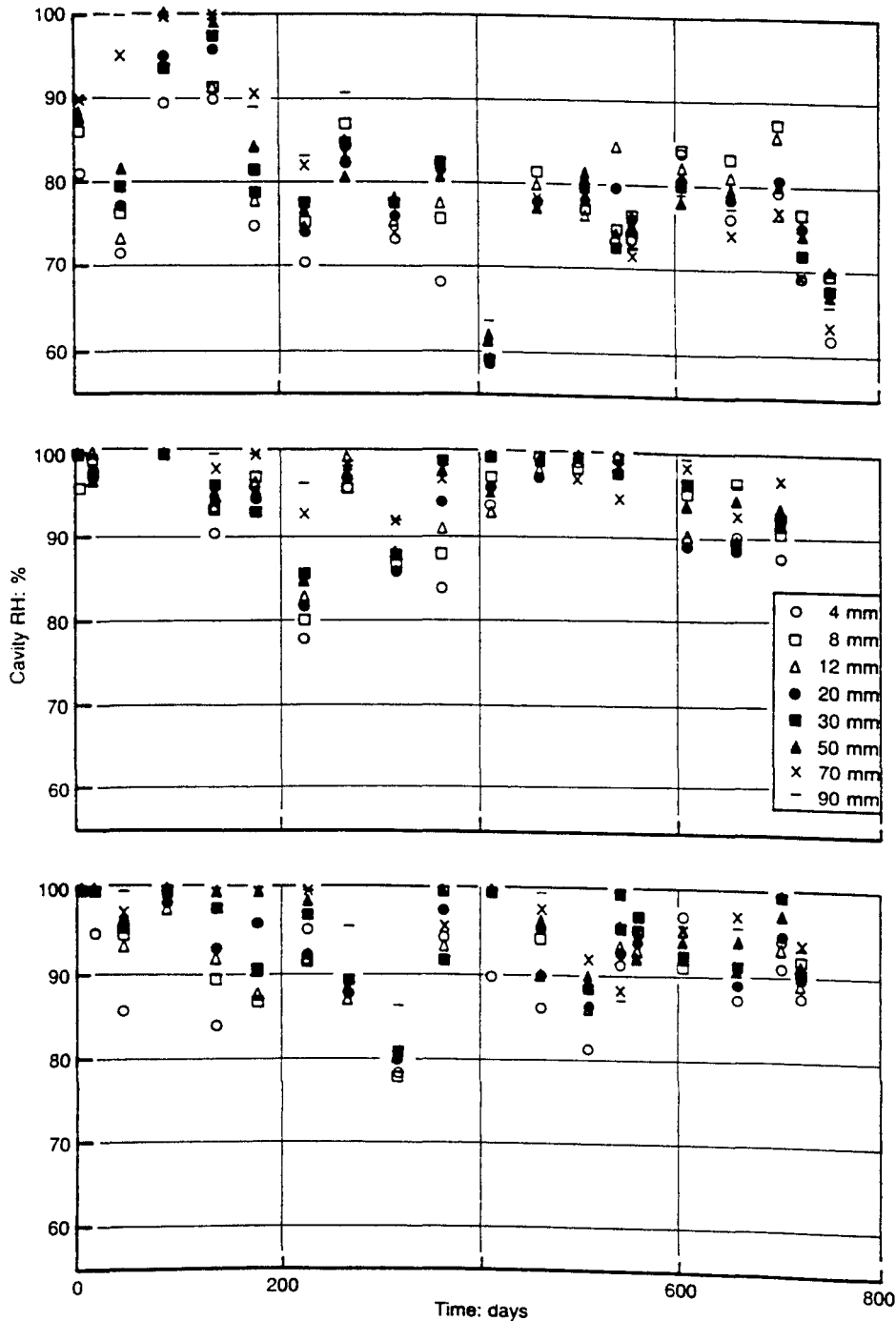


Bild 4.3: Relative Feuchte oberflächennahen Betons bei Auslagerung im Freien unter Dach (oben), horizontal im Freien (Mitte) und vertikal im Freien (unten)

## 4.2 Schlußfolgerungen für die untersuchten Lagerungsfälle

Im Abschnitt 4.1 wurden die für den Karbonatisierungsfortschritt relevanten Witterungsdaten zusammengestellt. Daraus können als maßgebende Witterungsgrößen für das Dauerhaftigkeitsmodell Jahresmittelwerte und deren Schwankungsbreite abgeleitet werden. Die dazu erforderlichen Annahmen sind durch die Forderung, den Karbonatisierungsfortschritt nicht zu unterschätzen, bedingt. Sie betreffen hier nur die Feuchteverhältnisse.

### a) Allgemeingültige Witterungsgrößen der Lagerung im Freien unter Dach

Aufgrund von Abschn. 4.1.2 wird von einer mittleren rel. Feuchte von  $\varphi = 75 \%$  ausgegangen. Für den Einfluß der Jahreszeit und des Bauwerksstandortes wird eine Abweichung von  $\Delta\varphi = \pm 10 \%$  berücksichtigt.

### b) Allgemeingültige Witterungsgrößen der Lagerung ungeschützt im Freien

Aufgrund der Abschnitte 4.1.2 und 4.1.3 wird angenommen, daß infolge der Niederschlagseinwirkung, unabhängig von der Orientierung nach der Himmelsrichtung und der Neigung gegen die Horizontale, die maßgebenden Luftfeuchteverhältnisse um mindestens 10 % höher liegen als im Fall im Freien unter Dach. Bei gleicher Schwankungsbreite  $\Delta\varphi = \pm 10 \%$  wird die mittlere Feuchte zu 85 % angenommen.

Diese Annahmen werden durch Messungen an Betonwürfeln mit einem w/z-Wert von 0,59 und 3 Tagen Nachbehandlung bestätigt. Bild 4.3 zeigt die [42] entnommenen Ergebnisse.

## 4.3 CO<sub>2</sub>-Konzentration

Die Endkarbonatisierungstiefe ist dem CO<sub>2</sub>-Konzentrationsgefälle direkt proportional. Gegenwärtig beträgt die mittlere CO<sub>2</sub>-Konzentration der Außenluft ca. 0,00054 kg/m<sup>3</sup> (= 0,033 Vol.-%). Dabei sind sowohl vegetationsbedingte, jahreszeitliche Schwankungen als auch antropogene Einflüsse (Industrie, Heizung) vorhanden, die zum Teil zu erheblichen Abweichungen von diesem Mittelwert führen. In [8] wird deshalb für Industrieregionen und Großstädte von einem Mittelwert von 0,00080 kg/m<sup>3</sup> ausgegangen.

Im Zusammenhang mit der Diskussion um mutmaßliche Klimaveränderungen und ihre Ursachen (Treibhauseffekt) wird nicht ausgeschlossen, daß in den nächsten Jahrzehnten eine Verdoppelung der gegenwärtigen mittleren  $\text{CO}_2$ -Konzentration eintreten kann [66].

Innenräume weisen je nach Nutzung und Luftwechsel zum Teil noch höhere  $\text{CO}_2$ -Konzentrationen auf. Der  $\text{CO}_2$ -Gehalt der Atemluft eines Menschen beträgt nach [58] 4 Vol.-%. Ein in Ruhe befindlicher Mensch (Atemluftvolumen von ca.  $0,5 \text{ m}^3/\text{h}$ ) gibt pro Stunde 20 Liter  $\text{CO}_2$  an die Raumluft ab. Ebenso entstehen bei der Heizung bzw. Verbrennung von fossilen Brennstoffen sowie von Holz erhebliche Mengen an  $\text{CO}_2$ . Deshalb ist gegebenenfalls auch in der Nähe von Schornsteinen, Fenstern, Toren und Austritten von Lüftungskanälen mit einer zusätzlichen  $\text{CO}_2$ -Belastung zu rechnen (Karbonatisierungsschwachstellen). Die Schornsteine selbst sind, sofern aus Beton, gesondert zu betrachten.

Für die weiteren Berechnungen sind somit auch Annahmen bezüglich der  $\text{CO}_2$ -Konzentration erforderlich. Für die Modellverifikation wird dabei von einer gegenüber dem bisherigen Mittelwert leicht erhöhten Konzentration ausgegangen, um so auch ungünstige Verhältnisse erfassen zu können. Die  $\text{CO}_2$ -Konzentration wird wie folgt angenommen:

$$0,00054 \text{ kg/m}^3 \leq c \leq 0,00066 \text{ kg/m}^3 \\ (0,033 \text{ Vol.-%}) \quad (0,04 \text{ Vol.-%}) .$$

Prognosen zukünftig zu erwartender  $\text{CO}_2$ -Konzentrationen unterliegen unsicheren Annahmen. Für die Prognose der Lebensdauer von zukünftigen Bauten und der Beurteilung bestehender Gebäude wird die  $\text{CO}_2$ -Konzentration wie folgt angenommen:

$$0,00054 \text{ kg/m}^3 \leq c \leq 0,00108 \text{ kg/m}^3 \\ (0,033 \text{ Vol.-%}) \quad (0,066 \text{ Vol.-%}) .$$

#### 4.4 Zusammenfassung

Aus allgemeinen Angaben zur Witterung sowie dem im Zusammenhang mit dem Treibhauseffekt diskutierten mutmaßlichen Anstieg der  $\text{CO}_2$ -Konzentration, konnten für die Lagerungsfälle im Freien unter Dach und ungeschützt im Freien die maßgeblichen Randbedingungen, dem die Karbonatisierung und die Einstellung

und Veränderung der Betonfeuchte unterworfen sind, zusammengestellt werden. Sie werden im Dauerhaftigkeitsmodell als streuende Größen behandelt (s. Abschn. 5).

## 5. PROGNOSE DER KARBONATISIERUNGSTIEFE UND LEBENSDAUER

### 5.1 Zwischenbilanz der bisherigen Ausführungen

Bei dauerhaften Bauteilen darf die Karbonatisierungstiefe nur mit einer akzeptablen Wahrscheinlichkeit größer als die Dicke der Betondeckung sein. Im Abschn. 1 konnte abgeleitet werden, daß die Lebensdauer erschöpft ist, wenn dies für mehr als 20 % der Betonoberfläche der Fall ist. Dieses Kriterium wird im Abschn. 5.3 näher begründet. Zuvor ist jedoch zu prüfen, ob sich mit dem entsprechend Abschn. 2 modifizierten Karbonatisierungsgesetz von Schießl, den Literaturlauswertungen zur Diffusionsdichtigkeit nach Abschn. 3, für die im Abschn. 4 festgelegten lagerungsartabhängigen Randbedingungen, durch eine Monte-Carlo-Simulation zur Berücksichtigung der Streuung jeder Modelleingangsgroße, Karbonatisierungstiefen berechnen lassen, die mit Meßwerten übereinstimmen (Abschn. 5.2). Falls dies so ist, werden Parameterstudien durchgeführt (Abschn. 5.4). Diese sollen den Einfluß von Planungs- und Ausführungsfehlern auf die Dauerhaftigkeit und damit auch auf den wirtschaftlichen Erfolg einer Baumaßnahme aufdecken (in ca. 3 von 4 Fällen liegt die Schadensursache in Planungs- und Ausführungsfehlern begründet [67]).

### 5.2 Verifikation des Karbonatisierungsmodells

#### 5.2.1 Das statistische Karbonatisierungsmodell

Das Karbonatisierungsmodell, wie es sich aufgrund der bisherigen Ableitungen ergibt, ist in Bild 5.1 mit seinen Bausteinen dargestellt. Der Einfluß der angegebenen Schwankungsbreite einiger Modelleingangsgroßen auf die rechnerische Karbonatisierungstiefe wird durch eine Monte-Carlo-Simulation studiert. In  $n$  Simulationsläufen werden mittels gleichverteilter bzw. für  $\Delta D$  normalverteilter Zufallszahlen jeweils Werte für die einzelnen Größen generiert. Dann wird die zugehörige zeitliche Entwicklung des Karbonatisierungsfortschrittes mittels Rechenprogramm ermittelt. Die Auswertung aller Simulationsläufe ergibt neben einer mittleren Karbonatisierungstiefe  $\bar{x}_c(t)$  deren unteren und oberen Grenzwert  $x_{c,min}(t)$  und  $x_{c,max}(t)$ . Die Streuung der Karbonatisierungstiefe eines Bauteils ergibt sich somit aus dem komplexen Zusammenwirken der Einzelstreuungen der Modelleingangsgroßen.

ENDKARBONATISIERUNGSTIEFE:  $x_{c\infty} = \frac{D_c \cdot \Delta c}{\bar{b}}$

ZEITGESETZ:  $t = - \frac{a}{\bar{b}} (x_c + x_{c\infty} \cdot \ln(1 - \frac{x_c}{x_{c\infty}}))$

mit:

DIFFUSIONSKOEFFIZIENT  $D_c$  (Betonalter >28 Tage):

$$D_c = [f(\text{Z.-art, w/z, NB-dauer, Feuchte}) + \text{Vorhersagefehler}] \cdot f(\text{Karbonatisierung})$$

$$= [D_0 \cdot f(\varphi) + \Delta D] \cdot f_k$$

- Grundwert  $D_0$ : siehe Abschn. 3.4
- Feuchteeinfluß:  $f(\varphi) = 0,993 - \frac{0,974}{1 + (3,621 - 3,621 \cdot \varphi)^{5,75}}$
- Vorhersagefehler:  $\Delta D = \bar{\Delta D} + k \cdot s$ ; siehe Abschn. 3.6
- Karbonatisierungseinfluß: a) PZ:  $1,0 < f_k < 0,33$   
b) HOZ:  $1,0 < f_k < 2,0$

CO<sub>2</sub>-KONZENTRATION: a) bisher  $0,00054 \leq \Delta c \leq 0,00066$  [kg/m<sup>3</sup>]  
b) zukünftig  $0,00054 \leq \Delta c \leq 0,00188$  [kg/m<sup>3</sup>]

KARBONATISIERUNGSHEMMUNG:  $2,9 \cdot 10^{-6} \leq \bar{b} \leq 6,5 \cdot 10^{-6}$  [kg/m<sup>2</sup>h]

KARBONATISIERBARE SUBSTANZ: a) PZ:  $a = 0,30 \cdot Z$  [kg/m<sup>3</sup>]  
b) HOZ:  $a = 0,24 \cdot Z$  [kg/m<sup>3</sup>]

UMWELTBEDINGUNGEN: a) Im Freien unter Dach  
 $\bar{\varphi} = 75$  ;  $65 \leq \varphi \leq 85$  [%]  
b) ungeschützt im Freien  
 $\bar{\varphi} = 85$  ;  $75 \leq \varphi \leq 95$  [%]

QUALITÄT DER BAUAUSFÜHRUNG: je nach Streuung der betontechnologischen Parameter

Bild 5.1: Statistisches Karbonatisierungsmodell und Schwankungsbreite der Modelleingangsgrößen für die Monte-Carlo-Simulation



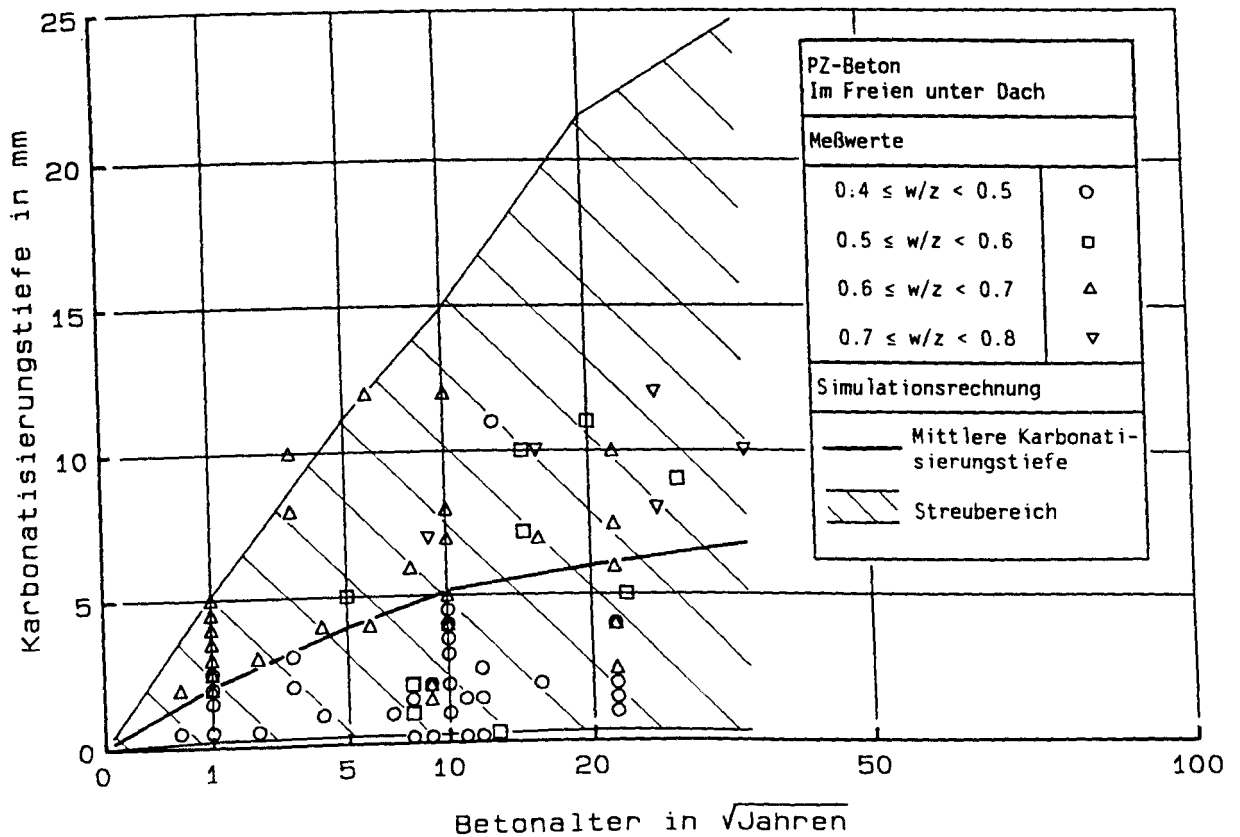


Bild 5.2: Vergleich gemessener mit prognostizierten Karbonatisierungstiefen für Bauteile im Freien unter Dach und PZ-Beton

Damit Karbonatisierungstiefen berechnet werden können, sind zusätzlich zu den Angaben von Bild 5.1 die betontechnologischen Parameter Zementart, w/z-Wert und Nachbehandlungsdauer festzulegen. Deren Streuung ist ebenfalls zu berücksichtigen, wobei sich die Schwankungsbreite aus der geplanten bzw. ausgeführten Qualität der Bauausführung ergibt. Dies wird durch normalverteilte Zufallszahlen berücksichtigt.

### 5.2.2 Vergleich vorhergesagter mit gemessenen Karbonatisierungstiefen

In den Bildern 5.2 bis 5.5 sind Meßwerte der mittleren Karbonatisierungstiefe abhängig vom Alter dargestellt [11, 50, 68, 69, 70, 71]. Getrennt nach Zementart und Lagerungsbedingungen wurden die Werte jeweils in vier w/z-Wertbereiche eingeteilt. Eine Berücksichtigung weiterer Parameter erfolgte wegen zum Teil fehlender Angaben nicht. Für jeden der Fälle ist die Streuung innerhalb eines w/z-Wertbereiches groß. Auffällig ist, daß sich die Karbonatisierungstiefen unterschiedlicher w/z-Wertbereiche in weitem Bereich überschnei-

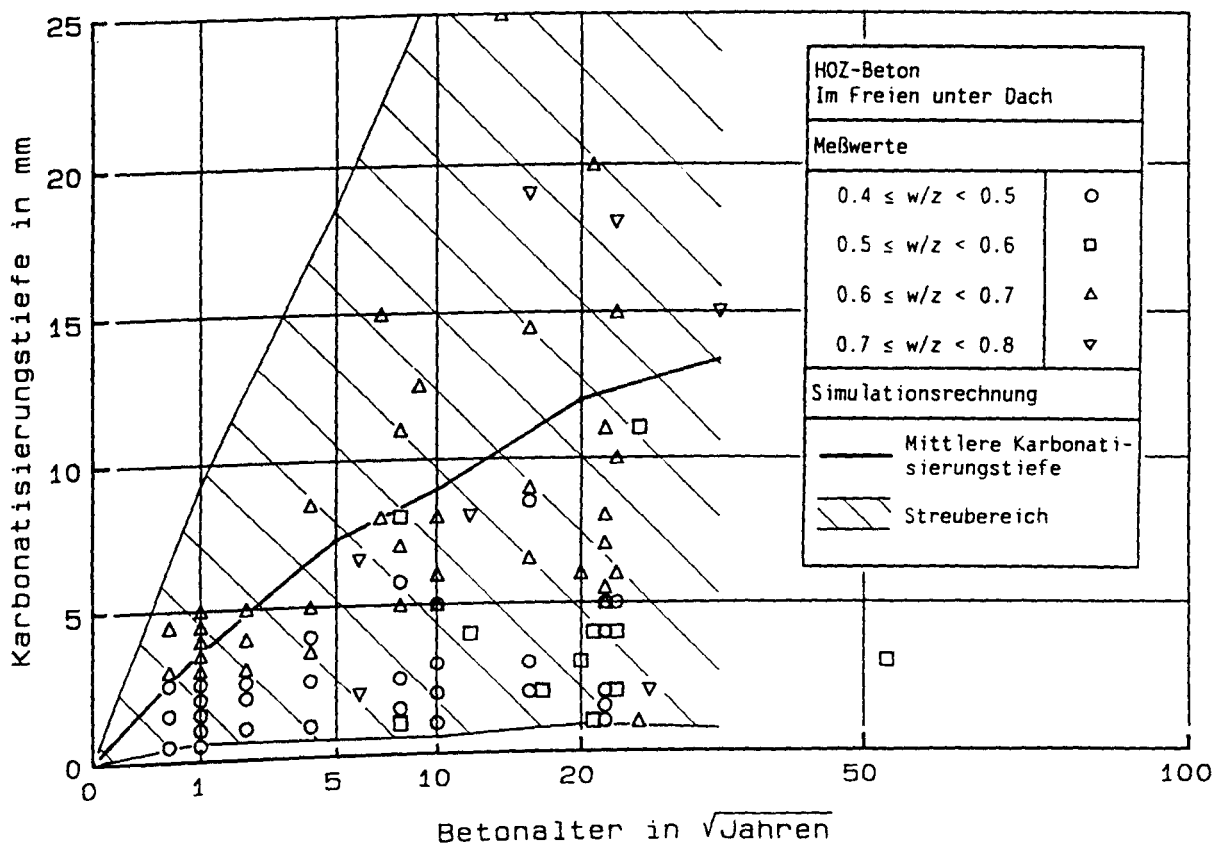


Bild 5.3: Vergleich gemessener mit prognostizierten Karbonatisierungstiefen für Bauteile im Freien unter Dach und HOZ-Beton

überschneiden (Grund s. Abschn. 2.2). In Tab. 5.1 bis 5.4 sind die Ergebnisse der Simulationsrechnung wiedergegeben. Für jedes dort angegebene Alter wurden 500 Simulationsläufe durchgeführt. Da in vielen Fällen Angaben zum Zementgehalt und zur Nachbehandlungsdauer für den jeweiligen Meßwert nicht bekannt sind, wurde ihnen hier - im Gegensatz zum sonstigen Vorgehen - mittels gleichverteilter Zufallszahlen ein Wert zugeordnet. Für den Zementgehalt wurde dabei ein Wertebereich von 250 bis 400 kg/m<sup>3</sup> und für die Nachbehandlungsdauer ein Bereich von 0 bis 5 Tagen berücksichtigt.

Zum Vergleich zwischen Messung und Rechnung sind stellvertretend für alle Ergebnisse die rechnerischen Karbonatisierungstiefen des  $w/z$ -Wertebereiches 0,6 - 0,7 in die Bilder 5.2 - 5.5 mit eingezeichnet. Es ergibt sich folgende Schlußfolgerung:

Durch Simulationsrechnung vorhergesagte Karbonatisierungstiefen stimmen mit gemessenen Werten überein. Sowohl der Einfluß der Zementart, des  $w/z$ -Wertes

Tab. 5.1: Ergebnisse der Simulationsrechnung des Karbonatisierungsfortschrittes für PZ-Beton im Freien

w/z	Alter [Jahre]	$x_c$ Vorhersage [mm]	$x_{c,min}$ Vorhersage [mm]	$x_{c,max}$ Vorhersage [mm]
0.45	1	0.4	0.05	1.6
	5	0.5	0.05	2.8
	10	0.6	0.05	4.2
	20	0.6	0.05	4.8
	50	0.6	0.05	5.5
0.55	1	0.5	0.09	2.0
	5	0.8	0.08	4.2
	10	0.9	0.07	7.2
	20	1.1	0.07	7.2
	50	1.0	0.08	7.5
0.65	1	0.7	0.13	2.9
	5	1.2	0.12	8.0
	10	1.3	0.13	7.7
	20	1.5	0.14	9.8
	50	1.6	0.10	12.4
0.75	1	0.9	0.19	3.6
	5	1.7	0.16	6.9
	10	1.8	0.17	11.2
	20	2.1	0.18	17.4
	50	2.3	0.17	19.6

Tab. 5.2: Ergebnisse der Simulationsrechnung des Karbonatisierungsfortschrittes für PZ-Beton unter Dach

w/z	Alter [Jahre]	$x_c$ Vorhersage [mm]	$x_{c,min}$ Vorhersage [mm]	$x_{c,max}$ Vorhersage [mm]
0.45	1	1.1	0.15	2.9
	5	2.0	0.16	5.6
	10	2.5	0.16	7.5
	20	2.8	0.15	9.5
	50	3.1	0.17	11.1
0.55	1	1.6	0.23	4.3
	5	2.9	0.29	7.4
	10	3.7	0.29	10.3
	20	4.1	0.29	11.9
	50	4.9	0.24	16.7
0.65	1	2.1	0.31	5.1
	5	4.1	0.34	11.2
	10	5.2	0.34	14.9
	20	6.1	0.40	21.5
	50	7.5	0.30	27.3
0.75	1	2.6	0.47	6.8
	5	5.3	0.63	13.4
	10	6.5	0.70	19.0
	20	8.1	0.60	27.9
	50	10.3	0.50	38.4

Tab. 5.3: Ergebnisse der Simulationsrechnung des Karbonatisierungsfortschrittes für HOZ-Beton im Freien

w/z	Alter [Jahre]	$x_c$ Vorhersage [mm]	$x_{c,min}$ Vorhersage [mm]	$x_{c,max}$ Vorhersage [mm]
0.45	1	0.9	0.12	3.9
	5	1.5	0.14	7.8
	10	1.6	0.12	8.6
	20	1.7	0.15	12.3
	50	1.9	0.13	15.7
0.55	1	1.1	0.20	4.6
	5	2.0	0.18	9.4
	10	2.2	0.21	12.0
	20	2.4	0.18	16.0
	50	2.8	0.20	23.6
0.65	1	1.4	0.21	5.6
	5	2.3	0.19	10.4
	10	2.7	0.23	16.2
	20	3.3	0.20	18.8
	50	3.5	0.20	27.2
0.75	1	1.6	0.25	6.4
	5	2.7	0.29	11.9
	10	3.2	0.25	17.5
	20	3.9	0.27	24.8
	50	4.6	0.24	28.1

Tab. 5.4: Ergebnisse der Simulationsrechnung des Karbonatisierungsfortschrittes für HOZ-Beton unter Dach

w/z	Alter [Jahre]	$x_c$ Vorhersage [mm]	$x_{c,min}$ Vorhersage [mm]	$x_{c,max}$ Vorhersage [mm]
0.45	1	2.5	0.49	6.7
	5	4.8	0.41	11.7
	10	5.8	0.34	17.0
	20	7.3	0.52	24.0
	50	8.4	0.43	31.6
0.55	1	3.2	0.42	7.2
	5	6.1	0.75	15.0
	10	8.1	0.84	20.4
	20	9.6	0.65	27.3
	50	11.8	0.62	38.0
0.65	1	3.6	0.66	9.4
	5	7.3	0.61	18.7
	10	9.1	0.55	26.4
	20	12.0	0.99	36.2
	50	14.9	0.67	49.8
0.75	1	4.1	0.54	10.0
	5	8.3	0.67	20.4
	10	11.1	1.28	27.6
	20	13.6	0.95	38.5
	50	17.7	1.03	54.7

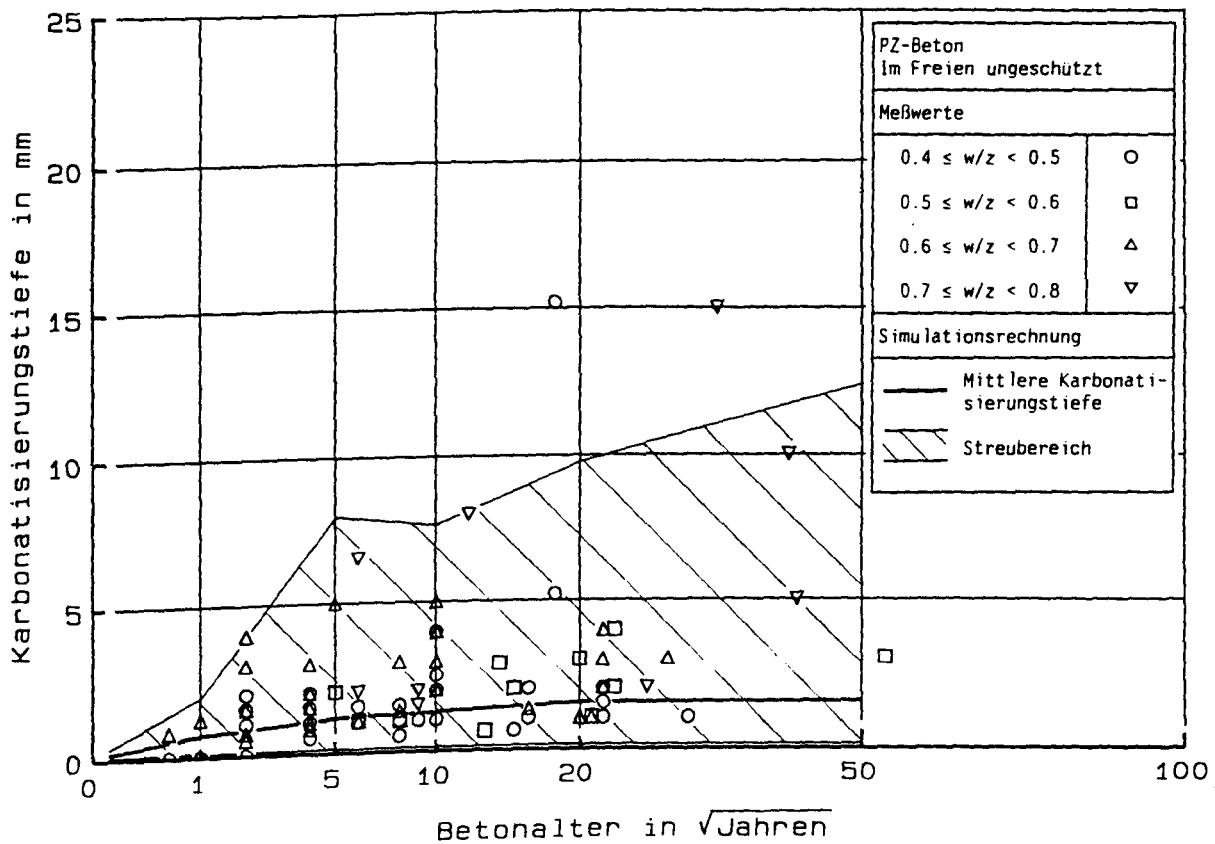


Bild 5.4: Vergleich gemessener mit prognostizierten Karbonatisierungstiefen für Bauteile im Freien und PZ-Beton

und der Lagerungsbedingungen als auch die Streuung der Meßwerte werden wirklichkeitsnah wiedergegeben. Die Vielzahl der durch die Meßwerte wiedergegebenen unterschiedlichen Verhältnisse lassen sich somit durch das Karbonatisierungsmodell erfassen.

### 5.3 Plausibilitätsprüfung des Dauerhaftigkeitskriteriums

#### 5.3.1 Das statistische Lebensdauermodell

Gegenüber dem Karbonatisierungsmodell sind als weitere Parameter die Dicke der Betondeckung und deren Streuung zu berücksichtigen. Diese Streuung und diejenige der Betonarbeiten sind zu trennen, da sie unterschiedlich groß sind.

Pro Simulationslauf ist derjenige Zeitpunkt zu ermitteln, zu dem Karbonati-

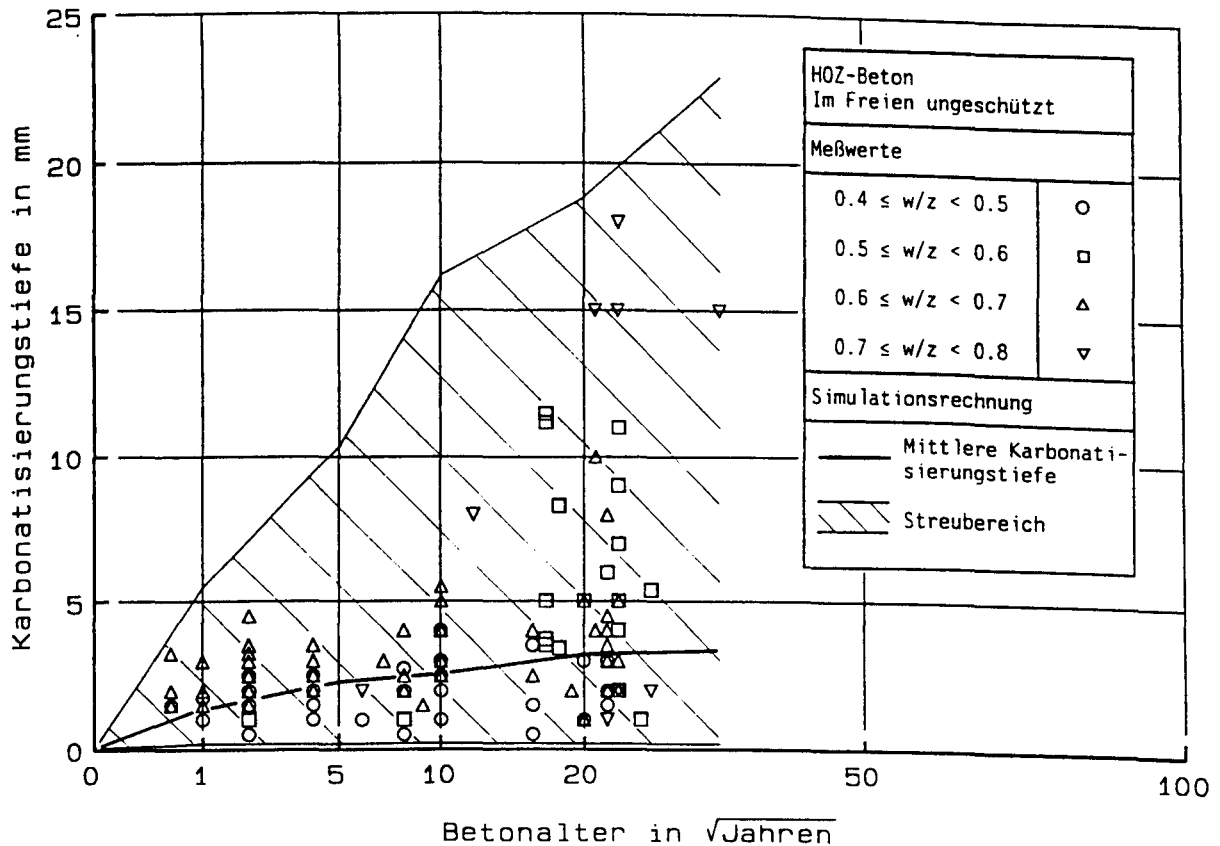


Bild 5.5: Vergleich gemessener mit prognostizierten Karbonatisierungstiefen für Bauteile im Freien und HOZ-Beton

sierungstiefe und Dicke der Betondeckung übereinstimmen. Die diesbezügliche Auswertung aller Simulationsläufe ergibt die Lebensdauerverteilung. Nach Abschn. 1.3. und 1.4 ist die 20 %-Fraktile der so ermittelten Lebensdauerverteilung bestimmend für die Dauerhaftigkeit. Die Lebensdauer wird für die Fälle auf 200 Jahre festgesetzt, für die in diesem Zeitraum die Bewehrung nicht von der Karbonatisierung erreicht wird.

Bild 5.6 enthält eine Zusammenstellung des Lebensdauermodells. Erfahrungswerte zur Streuung der Dicke der Betondeckung sind dort ebenfalls angegeben.

### 5.3.2 Durchführung der Plausibilitätsprüfung

Mit dem hier vorliegenden Modell wird die Lebensdauer von Stahlbetonbauteilen in Abhängigkeit der folgenden zehn Parameter berechnet:

- w/z-Wert

<b>SCHADENSURSACHE:</b> Verlust des Korrosionsschutzes durch Karbonatisierung.	
<b>KRITERIUM:</b>	Nur für maximal 20 % aller Simulationsläufe der Monte-Carlo-Simulation die zu einem Bauteil durchgeführt werden (Mindestanzahl $n \geq 500$ Läufe) darf $x_c(t) \geq c$ sein (siehe Abschn. 1.3 und 1.4).
<b>LEBENSDAUER:</b> Die Lebensdauer ist dasjenige Betonalter nach Karbonatisierungsbeginn, für das obiges Kriterium erfüllt ist.	
<b>KARBONATISIERUNGSFortschritt:</b> Kann aufgrund des Karbonatisierungsmodells nach Bild 5.1 bestimmt werden.	
<b>DICKE DER BETONDECKUNG:</b> Ist einschließlich ihrer Streuung entsprechend den Planungsannahmen festgelegt bzw. nach Fertigstellung des Bauteils zerstörungsfrei meßbar. Nach [72] kann für 6-12 mm dicke Stäbe bei üblicher Baupraxis eine Standardabweichung von $s = 10$ mm angenommen werden. Je nach Dicke der Betondeckung und der näherungsweise gültigen Annahme daß die Dicken normalverteilt sind, ergeben sich daraus Variationskoeffizienten von: $ca. 15\% < V_c < ca. 50\%$ . (siehe auch [73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80])	

Bild 5.6: Das statistische Lebensdauermodell

- Zementart
- Zementmenge (nur durch die karbonatisierbare Substanz erfaßt)
- Nachbehandlungsdauer
- Einfluß der Karbonatisierung auf die Betondichtigkeit
- Feuchtegehalt (abhängig von den Lagerungsbedingungen)
- mutmaßlicher Anstieg der  $CO_2$ -Konzentration
- Dicke der Betondeckung
- Betonqualität (Variationskoeffizient des w/z-Werts und des Zementgehalts)

- Qualität der Bewehrungsarbeit (Variationskoeffizient der Betondeckung)

Damit sind die wesentlichen Parameter erfaßt. Zu überprüfen bleibt, ob das Ende der Dauerhaftigkeit durch das angegebene Kriterium zutreffend erfaßt wird (Gründe und Methode siehe auch Abschn. 1.4). Somit werden im folgenden die Ergebnisse von für ausgewählte Parameterkonstellationen (s.u.) durchgeführte Rechnungen auf Widersprüchlichkeit zu DIN 1045 (07.88) überprüft. Die Ergebnisse werden außerdem daraufhin interpretiert, ob sie die Änderungen, die bei der letzten Überarbeitung von DIN 1045 vorgenommen wurden (hier bezüglich der Dicke der Betondeckung und der Nachbehandlungsdauer), begründen können. Widerspruchsfreiheit zu und Begründung für die jetzige Fassung von DIN 1045 werden als Indiz für die Richtigkeit des hier benutzten Lebensdauerkriteriums angesehen, weil dann die Erfahrungen, die in die Aufstellung von DIN 1045 eingeflossen sind, erfaßt werden.

Wenn bestimmte Anforderungen an die Betonzusammensetzung, die Nachbehandlungsdauer und die Ausführungsqualität erfüllt sind, dann liegt nach DIN 1045 ein dauerhaftes Bauteil vor, wenn gilt:

$$\frac{w/z}{\min c} \leq 0,024 \quad [l/mm] \quad (5.1)$$

(nach DIN 1045:  $(w/z)_{\max} \leq 0,6$ ;  $\min c \geq 25 \text{ mm}$  (i.d.R.); für  $w/z = 0,4$  würde dies  $\min c \geq 16 \text{ mm}$  bedeuten.)

Zu den in den Tabellen 5.5 (PZ) und 5.6 (HOZ) angegebenen Parameterkonstellationen wurden wiederum jeweils 500 Simulationsläufe durchgeführt. Die Ergebnisse gelten für Bauteile im Freien unter Dach. Die Ergebnisse sind in den Bildern 5.7 und 5.8 dargestellt. Über dem Verhältnis  $w/z$ -Wert zu mittlerer Dicke der Betondeckung ist im Bild 5.7 die Eintretenswahrscheinlichkeit für das Erreichen einer Lebensdauer von 200 Jahren und im Bild 5.8 die ermittelte Lebensdauer  $t_L$  aufgetragen. Die sich aus beiden Bildern ergebende Dauerhaftigkeitsgrenze liegt ebenfalls bei ca. 0,024. Sie wird im Gegensatz zu Gl. (5.1) schon bei der Berücksichtigung der mittleren Dicke der Betondeckung eingehalten. Für Bauteile mit  $(w/z)/\text{nom } c \leq 0,024$  ergeben sich Lebensdauern, die mit mehr als 80 % Wahrscheinlichkeit mindestens 200 Jahre ausmachen.

Tabelle 5.5: Parameterstudie zum Einfluß des Verhältnisses w/z-Wert zu mittlerer Dicke der Betondeckung auf die Lebensdauer von Bauteilen im Freien unter Dach aus PZ-Beton

w/z Wert	Dicke der Betondeckung	Zementgehalt	Nachbehandlungsdauer	Verhältnis w/z zu c	Häufigkeit für t > 200 Jahre	Lebensdauer
(-)	(mm)	(kg/m³)	(Tage)	(-)	(%)	(Jahre)
0.40	15	270	2	0,0260	98,0	200
	15	270	5	0,0260	97,8	200
	15	400	2	0,0260	98,2	200
	15	400	5	0,0260	98,0	200
	25	270	2	0,0160	99,6	200
	25	270	5	0,0160	99,6	200
	25	400	2	0,0160	99,6	200
	25	400	5	0,0160	99,6	200
0.45	15	270	2	0,0300	97,6	200
	15	270	5	0,0300	97,6	200
	15	400	2	0,0300	97,8	200
	15	400	5	0,0300	97,9	200
	25	270	2	0,0180	99,6	200
	25	270	5	0,0180	99,6	200
	25	400	2	0,0180	99,6	200
	25	400	5	0,0180	99,6	200
0.50	15	270	2	0,0330	93,4	200
	15	270	5	0,0330	96,2	200
	15	400	2	0,0330	93,4	200
	15	400	5	0,0330	96,4	200
	25	270	2	0,0200	99,0	200
	25	400	5	0,0200	99,0	200
	35	270	2	0,0143	99,6	200
	35	400	5	0,0143	99,6	200
0.55	15	270	2	0,0367	88,6	200
	15	400	5	0,0367	93,4	200
	19,5	270	2	0,0282	93,6	200
	19,5	400	5	0,0282	97,6	200
	29	270	2	0,0190	99,0	200
	29	400	5	0,0190	99,6	200
0.60	15	270	2	0,0400	80,6	200
	15	400	5	0,0400	91,2	200
	20	270	2	0,0300	90,8	200
	20	400	5	0,0300	96,8	200
	25	270	2	0,0240	94,2	200
	25	270	5	0,0240	98,6	200
	25	400	5	0,0222	95,6	200
	27	270	5	0,0222	98,6	200
	27	400	2	0,0200	97,0	200
	30	270	2	0,0200	99,0	200
	30	400	5	0,0200	99,0	200
	30	400	5	0,0200	99,0	200

Tabelle 5.6: Parameterstudie zum Einfluß des Verhältnisses w/z-Wert zu mittlerer Dicke der Betondeckung auf die Lebensdauer von Bauteilen im Freien unter Dach aus HOZ-Beton

w/z Wert	Dicke der Betondeckung	Zementgehalt	Nachbehandlungsdauer	Verhältnis w/z zu c	Häufigkeit für t > 200 Jahre	Lebensdauer
(-)	(mm)	(kg/m³)	(Tage)	(-)	(%)	(Jahre)
0.40	15	270	2	0,0260	82,2	200
	15	270	5	0,0260	86,4	200
	15	400	2	0,0260	79,4	115
	15	400	5	0,0260	83,0	200
	25	270	2	0,0160	93,8	200
	25	270	5	0,0160	96,8	200
	25	400	2	0,0160	95,8	200
	25	400	5	0,0160	97,2	200
0.45	15	270	2	0,0300	74,2	28
	15	270	5	0,0300	80,4	200
	15	400	2	0,0300	73,6	39
	15	400	5	0,0300	80,4	200
	25	270	2	0,0180	89,0	200
	25	270	5	0,0180	96,4	200
	25	400	2	0,0180	89,2	200
	25	400	5	0,0180	96,0	200
0.50	15	270	2	0,0330	65,2	19
	15	270	5	0,0330	78,0	55
	15	400	2	0,0330	65,2	28
	15	400	5	0,0330	76,0	63
	25	270	2	0,0200	84,6	200
	25	400	5	0,0200	93,0	200
	35	270	2	0,0143	93,0	200
	35	400	5	0,0143	98,2	200
0.55	15	270	2	0,0367	57,8	14
	15	400	5	0,0367	76,2	64
	19,5	270	2	0,0282	68,4	30
	19,5	400	5	0,0282	83,6	200
	29	270	2	0,0190	83,4	200
	29	400	5	0,0190	94,8	200
0.60	15	270	2	0,0400	54,4	9
	15	400	5	0,0400	71,2	32
	20	270	2	0,0300	63,6	19
	20	400	5	0,0300	80,6	200
	25	270	2	0,0240	72,2	47
	25	270	5	0,0240	91,2	200
	25	400	2	0,0222	73,0	53
	27	270	5	0,0222	90,2	200
	27	400	2	0,0200	78,6	136
	30	270	2	0,0200	92,8	200
	30	400	5	0,0200	92,8	200
	30	400	5	0,0200	92,8	200



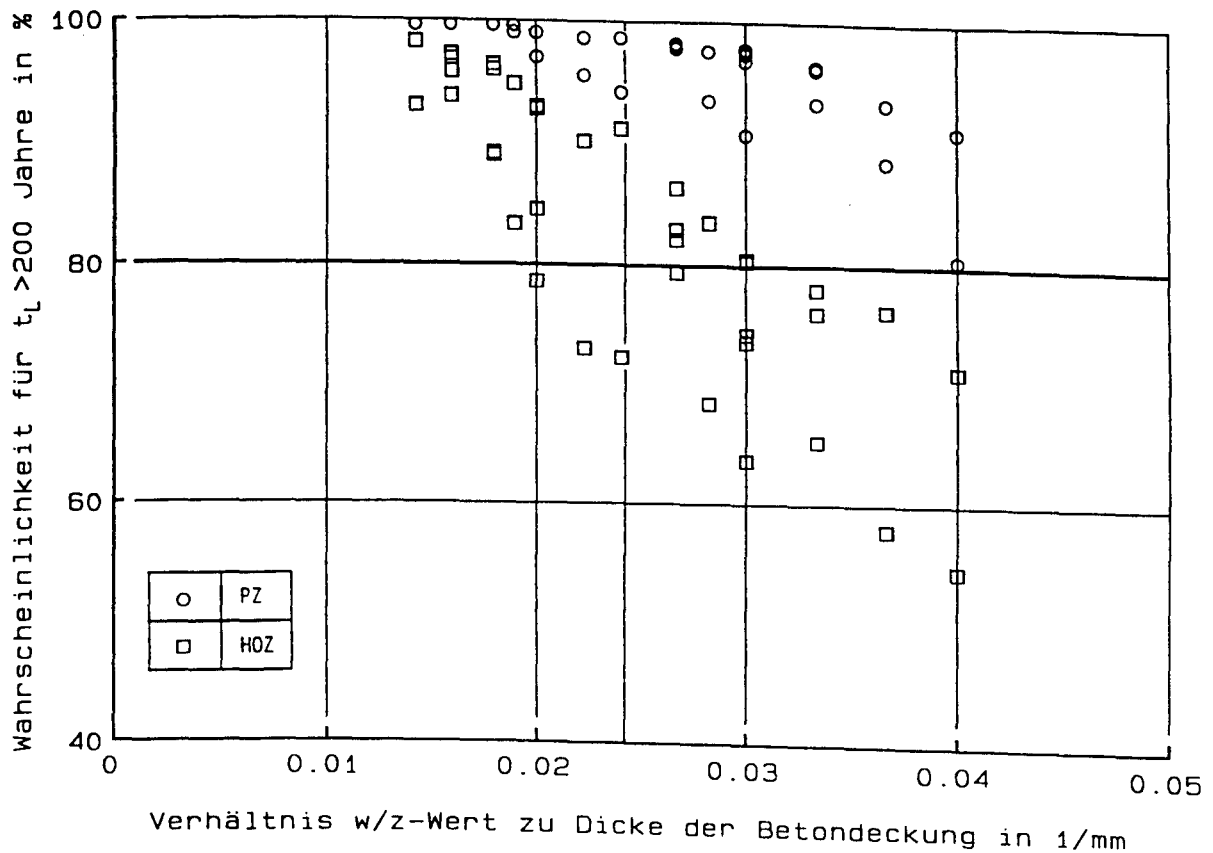


Bild 5.7: Abhängigkeit der Wahrscheinlichkeit eine Lebensdauer von mindestens 200 Jahren zu erreichen vom Verhältnis w/z-Wert zu mittlerer Dicke der Betondeckung für Bauteile im Freien unter Dach

In Bild 5.9 sind analoge Rechnungen für die dort angegebenen Parameterkonstellationen durchgeführt worden. Diese entsprechen dem gerade noch zulässigen Verhältnissen für Beton für Außenbauteile nach DIN 1045 alt. Die Lebensdauerberechnung ergibt in diesem Fall für  $w/z = 0,6$  keine ausreichende Dauerhaftigkeit. Unabhängig davon, welche Gründe letztendlich zur Änderung von DIN 1045 beigetragen haben, die Erhöhung der Betondeckung und der Mindestdauer der Nachbehandlung wären allein schon erforderlich gewesen, um den Verlust des Korrosionsschutzes der Bewehrung infolge Karbonatisierung zu verhindern (auf den Unterschied der Zementarten und weitere Einzelheiten wird nicht eingegangen).

#### 5.4 Parameterstudien zur Dauerhaftigkeit

Parameterstudien sollen die Auswirkungen und Konsequenzen von Planungs- und Ausführungsfehlern auf die Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit einer Bau-

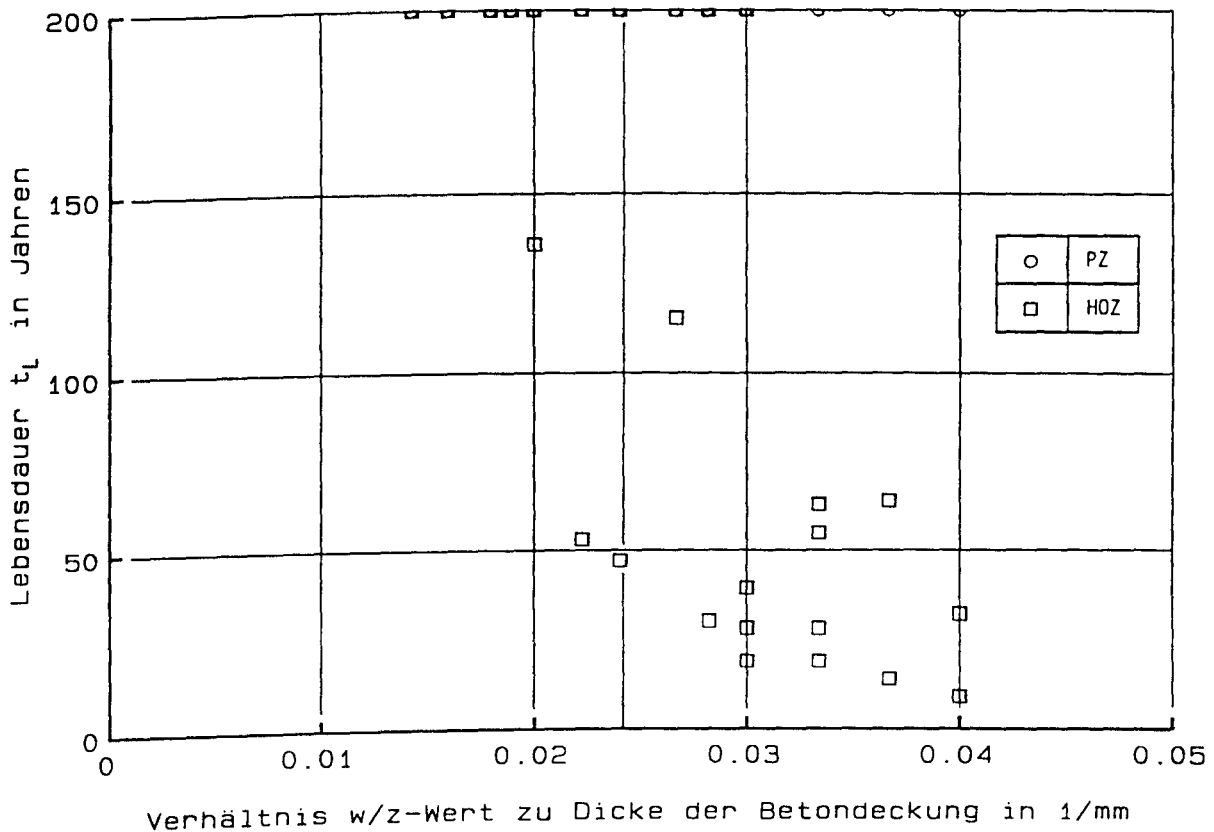


Bild 5.8: Abhängigkeit der Lebensdauer vom Verhältnis w/z-Wert zu mittlerer Dicke der Betondeckung für Bauteile im Freien unter Dach

maßnahme verdeutlichen. Die bisherigen Ausführungen zeigten, daß weder die Betrachtung der Karbonatisierung noch die Dicke der Betondeckung je für sich zutreffende Aussagen über die Dauerhaftigkeit und Lebensdauer ergeben. Für sachgerecht hergestellten Beton sind der Karbonatisierungsfortschritt und die Endkarbonatisierungstiefe vergleichsweise gering. Deshalb hängt die Dauerhaftigkeit entscheidend von der zutreffenden Dicke der Betondeckung sowie deren Sicherung ab. Nur dadurch lassen sich wirtschaftliche Bauteile herstellen, die durch eine Lebensdauer die größer gleich der Nutzungsdauer ist, gekennzeichnet sind. Bei entsprechender Wartung kann für derartige Bauteile eine Sanierung ausgeschlossen werden (Instandhaltung statt Instandsetzung). Die andere Seite der Unwirtschaftlichkeit stellt die "Überbemessung" der Bauteile dar. Dabei wird die effektive Dichtigkeit nicht ausgenutzt (zu niedriger w/z-Wert, zu hoher Zementgehalt, zu lange Nachbehandlungsdauer oder zu große Dicke der Betondeckung). Die wirtschaftlichen Konsequenzen, die daraus folgen könnten, sind zusätzliche Aufwendungen für Fließmittel und Zement sowie verlängerte oder erschwerte Bauabläufe (späteres Ausschalen, schlech-

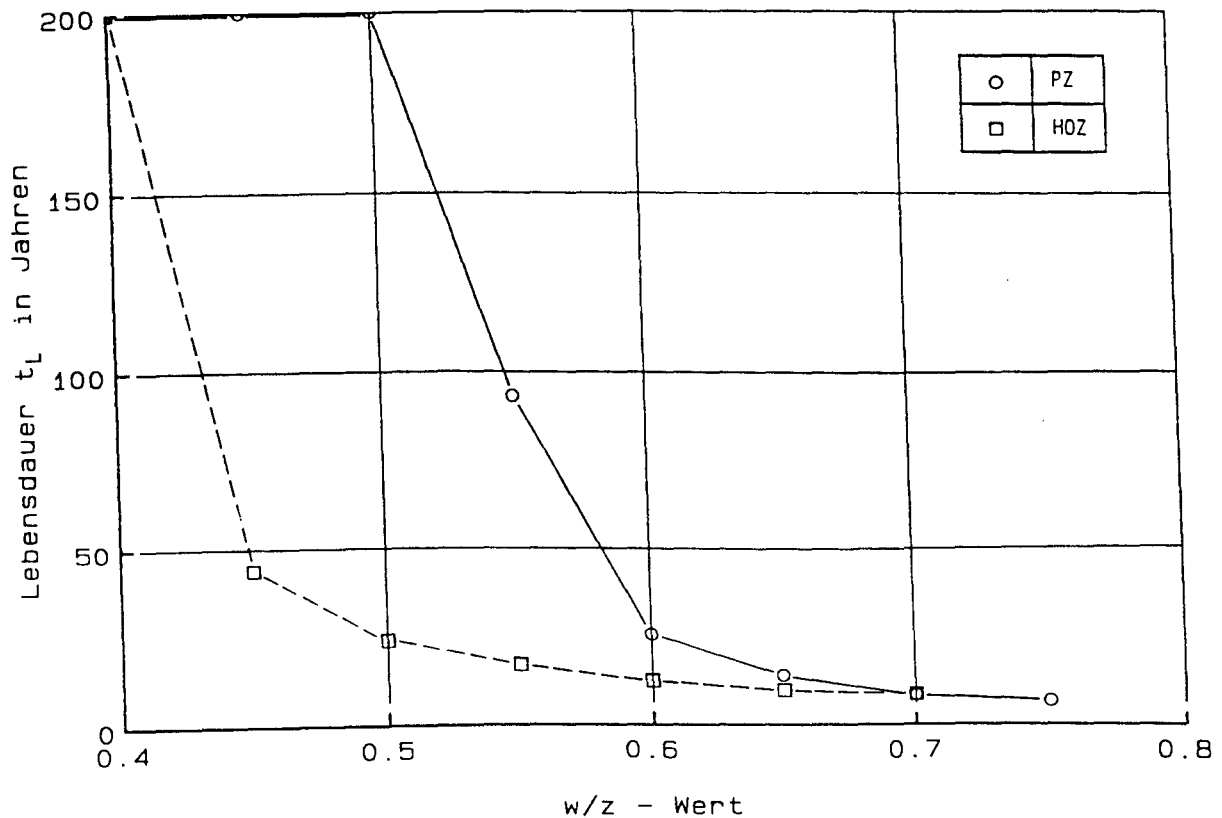


Bild 5.9: Lebensdauer von Stahlbetonbauteilen bei Ausnutzung von DIN 1045 alt ( $w/z = 0,6$ ;  $\min c = 15 \text{ mm}$  als Sollwert angenommen)

tere Verarbeitbarkeit des Betons).

#### 5.4.1 Auswirkungen von Fehleinschätzungen der Betonzusammensetzung, der Nachbehandlungsdauer, der Ausführungsqualität und der Umweltbedingungen (Planungsfehler)

Der hier interessierende Teil der Planung eines Bauteils betrifft (auf die Beschränkung der Rißbreite wird nicht eingegangen):

- die Betonzusammensetzung und Nachbehandlungsdauer
- die Dicke der Betondeckung
- die Ausführungsqualität sowie die
- zutreffende Einschätzung der Witterungsbedingungen.

Die Bedeutung der ersten beiden Punkte geht aus den Bildern 5.7 bis 5.9 her-

vor. Solange  $(w/z)/\text{nom } c \leq 0,024$  bleibt, sind unabhängig von der Zementart die Parameter Zementgehalt und Nachbehandlungsdauer von geringem Einfluß auf die Lebensdauer. Die Vorplanung sollte deshalb von dieser einfachen Konstruktionsregel ausgehen. Aufgrund von nichtlinearen Einflüssen und der Vernachlässigung der übrigen Parameter handelt es sich bei diesem Verhältnis natürlich nicht um eine Invariante für den Vorgang des Verlustes des Korrosionsschutzes. Darüber hinaus sind immer auch die statischen und verarbeitungstechnischen Aspekte zu beachten. Der folgenschwerste Planungsfehler wäre ein dauerhafter Beton, der nicht verarbeitbar wäre und/oder die geforderte Festigkeit nicht erbringt. Da die Betondichtigkeit und die Dicke der Betondeckung gemeinsam die Dauerhaftigkeit bestimmen, ergeben sich in der Regel mehrere Lösungsmöglichkeiten. Die wirtschaftlich günstigste Lösung kann nur unter Beachtung der konkreten Bedingungen des Gesamtbauablaufs gefunden werden.

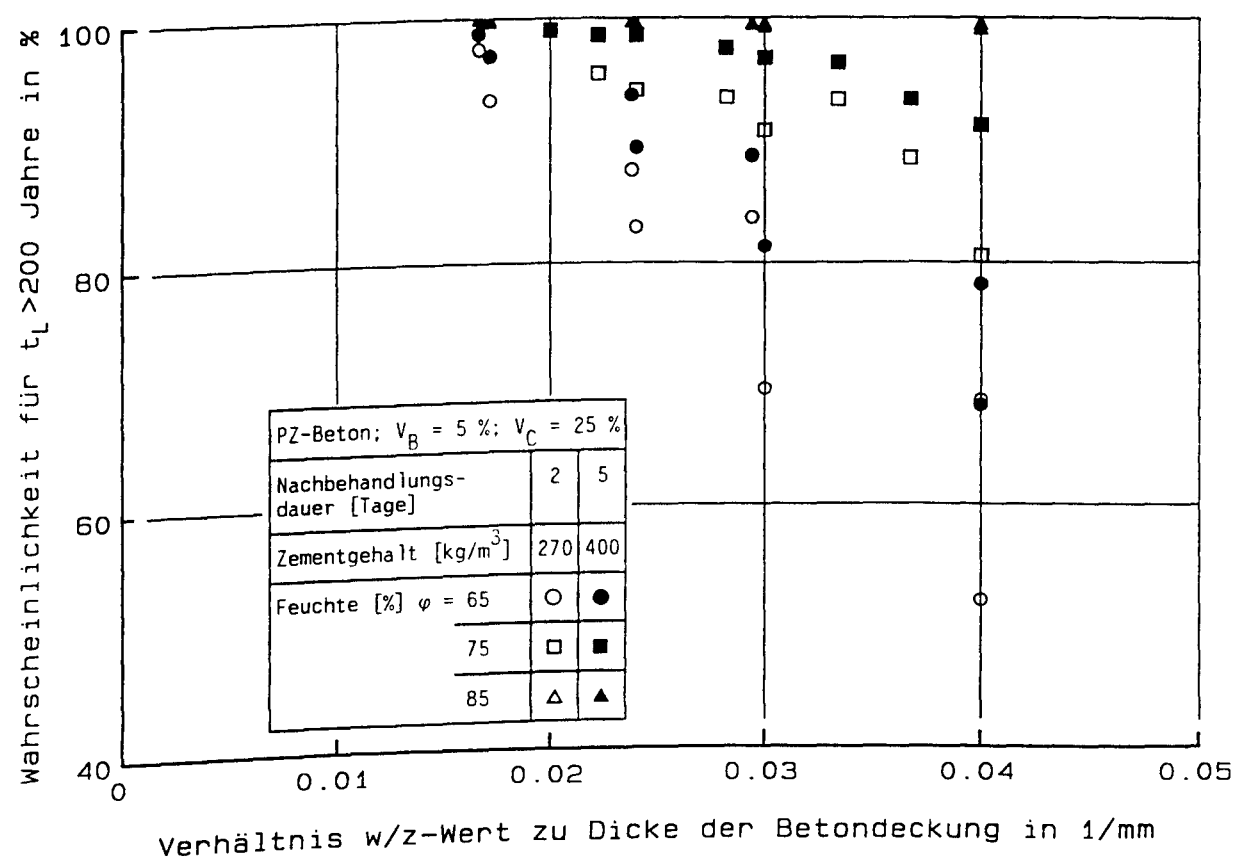


Bild 5.10: Einfluß der Umweltbedingungen auf die Wahrscheinlichkeit eine Lebensdauer von 200 Jahren zu erreichen für Außenbauteile aus PZ-Beton

Sind zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit Bauteile mit einem Verhältnis

$(w/z)/\text{nom } c > 0,024$  erforderlich (insbesondere PZ-Beton ist mit dieser Konstruktionsregel nicht ausgenutzt) oder ist die Bedeutung des Bauwerks so groß, daß alle Parameter zu berücksichtigen sind, so kann dies durch Anwendung des Dauerhaftigkeitsmodells geschehen. Von erheblichem Einfluß ist dabei die zutreffende Einschätzung der Feuchtebedingungen (Lagerungsverhältnisse).

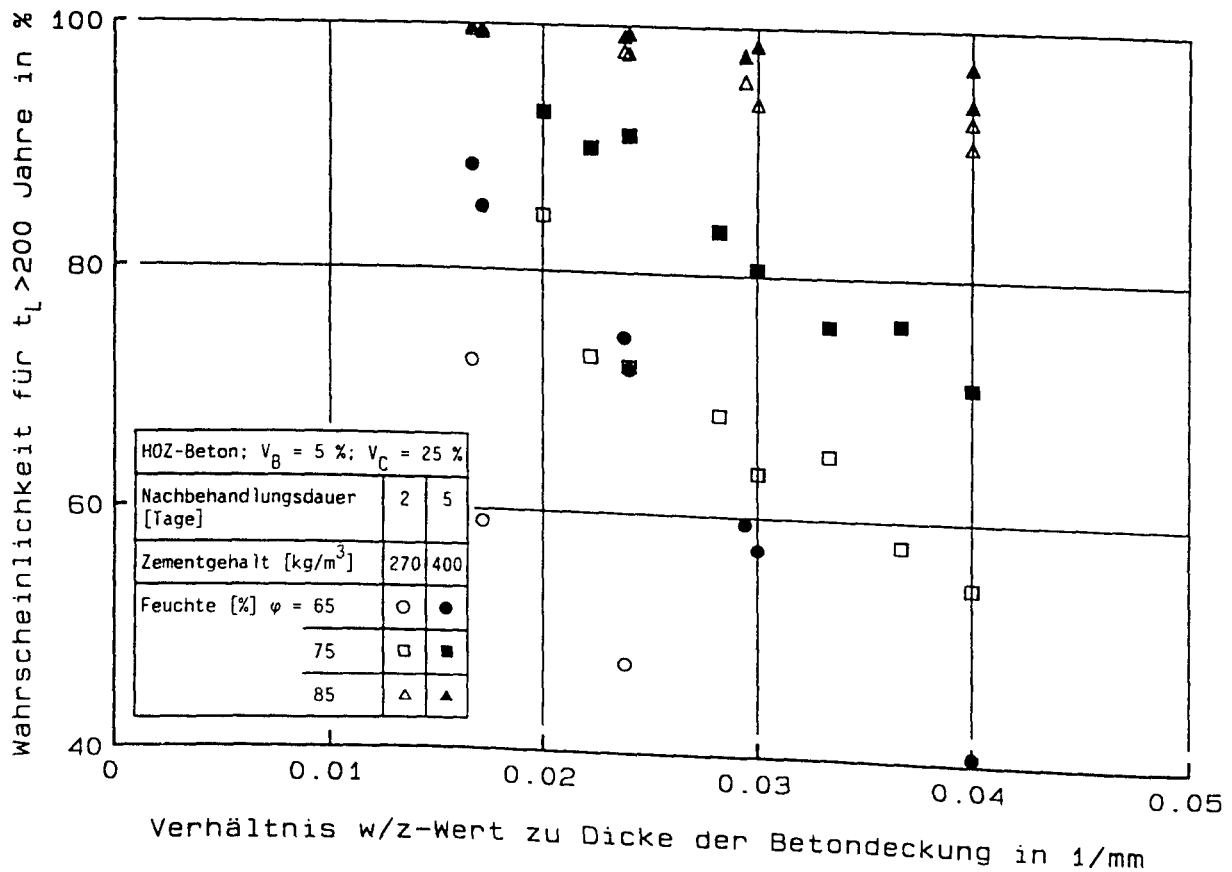


Bild 5.11: Einfluß der Umweltbedingungen auf die Wahrscheinlichkeit eine Lebensdauer von 200 Jahren zu erreichen für Außenbauteile aus HOZ-Beton

Die Bilder 5.10 bis 5.12 zeigen in Abhängigkeit des Verhältnisses  $w/z$  zu  $\text{nom } c$  den Einfluß der mittleren rel. Feuchte auf die Lebensdauer bzw. die Wahrscheinlichkeit, eine Lebensdauer von 200 Jahren zu erreichen, getrennt nach der Zementart. Dabei wird auch die Feuchte von  $\varphi = 65 \%$  untersucht, obwohl für diese Verhältnisse die Korrosionswahrscheinlichkeit sehr gering ist und die Karbonatisierungshemmung nur eingeschränkt möglich ist. Für das Verhältnis  $w/z$  zu  $\text{nom } c$  wurden  $w/z$ -Werte von 0,5 - 0,6 und Dicken der Betondeckung von 12,5 bis 35 mm untersucht, ohne daß dies in den Darstellungen unterschieden wird. Von unterschiedlichen Kombinationen mit gleichem Verhältnis  $w/z$  zu  $\text{nom } c$  weist dasjenige mit dem geringeren  $w/z$ -Wert eine geringfügig größere

Bere Lebensdauer auf.

Alle drei Bilder zeigen, daß unabhängig von der Zementart bei einer Feuchte von mindestens  $\varphi = 85 \%$  bis zu  $(w/z)/nom\ c \leq 0,04$  nicht mit einem Verlust des Korrosionsschutzes zu rechnen ist.

Bei einer Feuchte von  $\varphi = 65 \%$  ergibt sich für  $(w/z)/nom\ c \leq 0,03$  bei 5 Tagen Nachbehandlung in etwa die Lebensdauer, die bei  $\varphi = 75 \%$  bei 2 Tagen Nachbehandlung erreicht wird (natürlich sind auch die unterschiedlichen Zementgehalte zu beachten). Somit kann im Zweifelsfall ein Teil der Planungsunsicherheit, die auf Unkenntnis der konkreten Umweltbedingungen beruht, durch die Wahl einer entsprechend langen Nachbehandlungsdauer ausgeglichen werden.

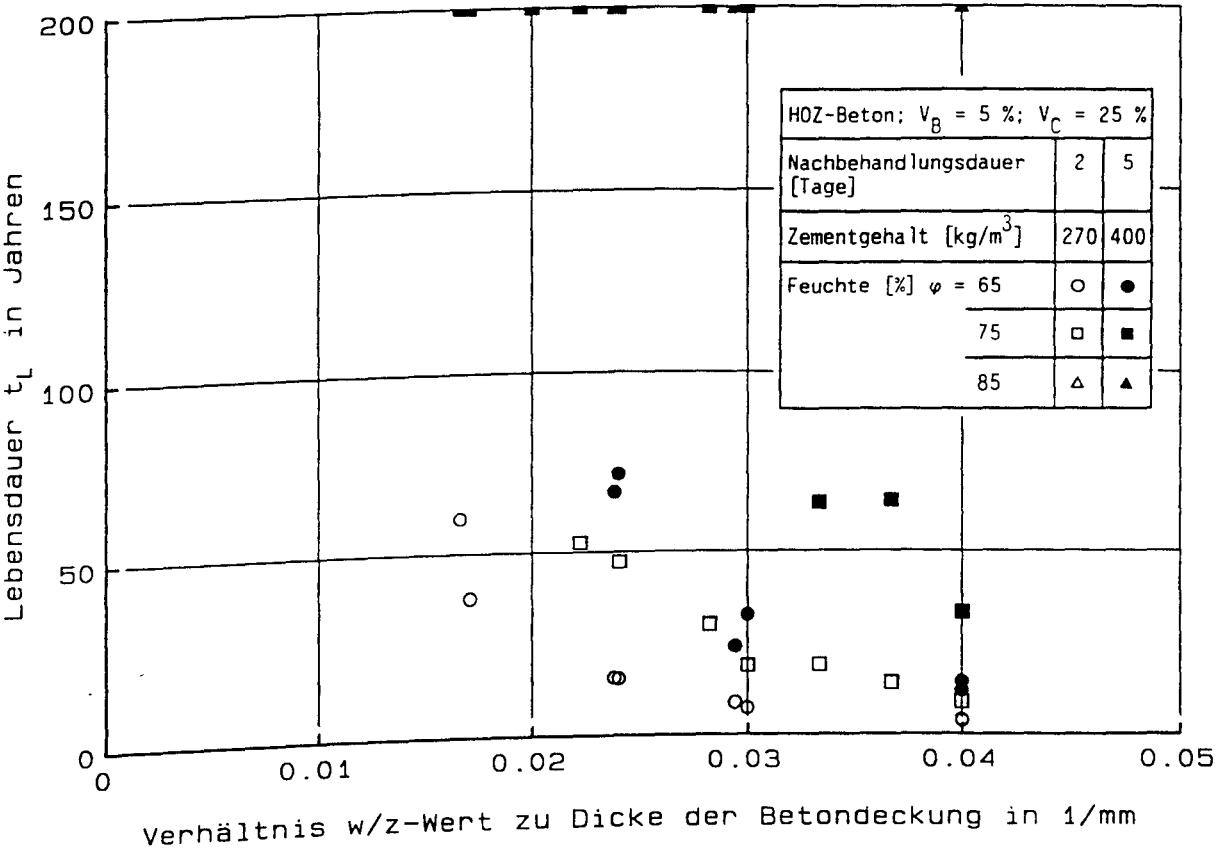


Bild 5.12: Einfluß der Umweltbedingungen auf die Lebensdauer von Außenbauteilen aus H0Z-Beton

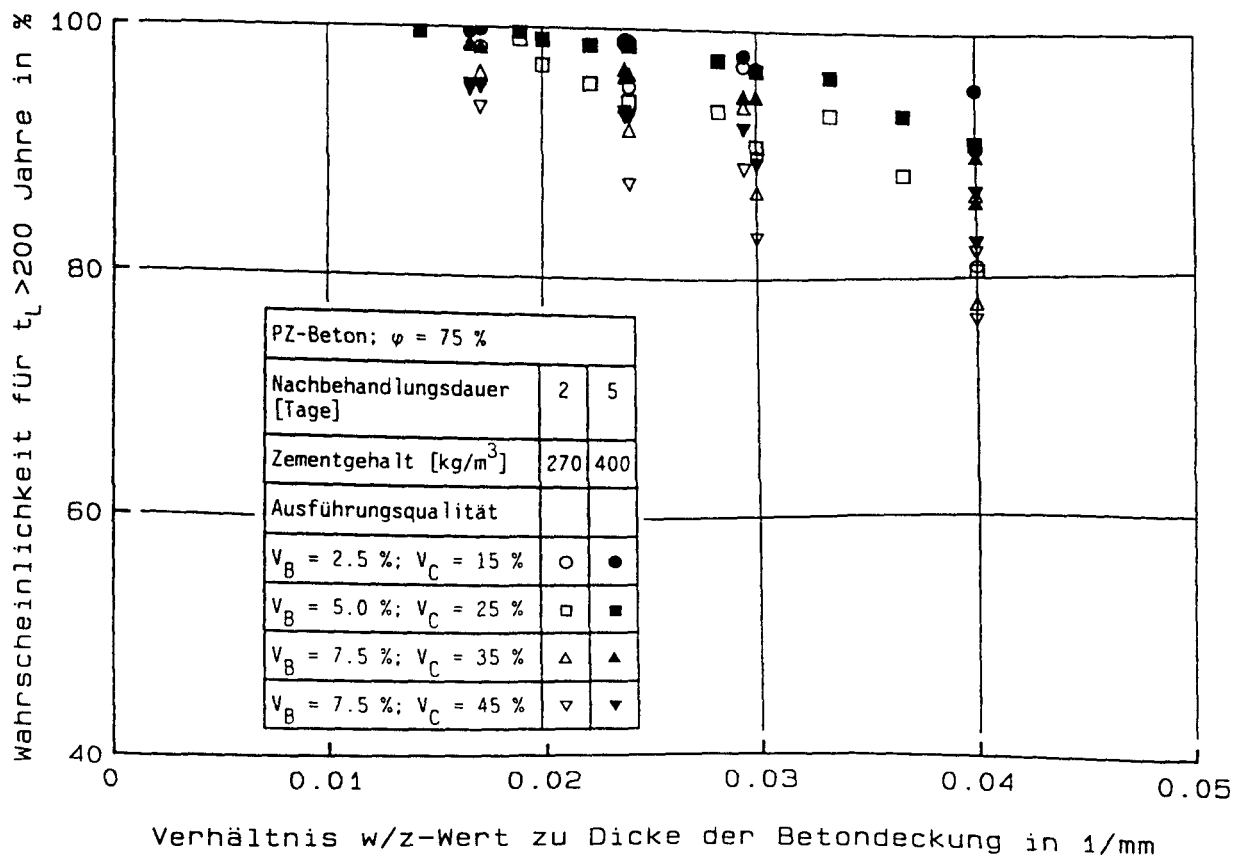


Bild 5.13: Einfluß der Ausführungsqualität auf die Wahrscheinlichkeit eine Lebensdauer von 200 Jahren zu erreichen für Außenbauteile aus PZ-Beton

#### 5.4.2 Auswirkungen einer mangelnden Sorgfalt der Bauausführung (Ausführungsfehler)

Außer durch eine falsche Betonzusammensetzung und einen systematischen Fehler in der Dicke der Betondeckung entstehen Ausführungsfehler vor allem durch mangelnde Sorgfalt bei der Bauausführung. Den Einfluß der Ausführungsqualität auf die Dauerhaftigkeit zeigen die Bilder 5.13 bis 5.15, wiederum in Abhängigkeit des Verhältnisses w/z-Wert zu  $\text{nom } c$ , getrennt nach den Zementarten.

Betrachtet werden zunächst die Bilder 5.13 und 5.14. Eine Abnahme der Sorgfalt der Betonarbeiten, wobei  $V_B$  von 2,5 auf 7,5 % und  $V_C$  von 15 auf 45 % zunimmt, führt auf eine um maximal 10 % geringere Wahrscheinlichkeit, eine Lebensdauer von 200 Jahren zu erreichen. Gleichzeitig zeigen die Darstellungen, daß eine Verringerung der Nachbehandlungsdauer von 5 auf 2 Tage (bei gleichzeitiger Reduktion des Zementgehaltes von 400 auf 270  $\text{kg}/\text{m}^3$ ) die Wahr-

scheinlichkeit, eine Lebensdauer von 200 Jahren zu erreichen, bei HOZ je nach dem Verhältnis  $w/z$  zu  $\text{nom } c$  um bis zu 20 %, bei PZ dagegen i.d.R. um weniger als 10 % verringert.

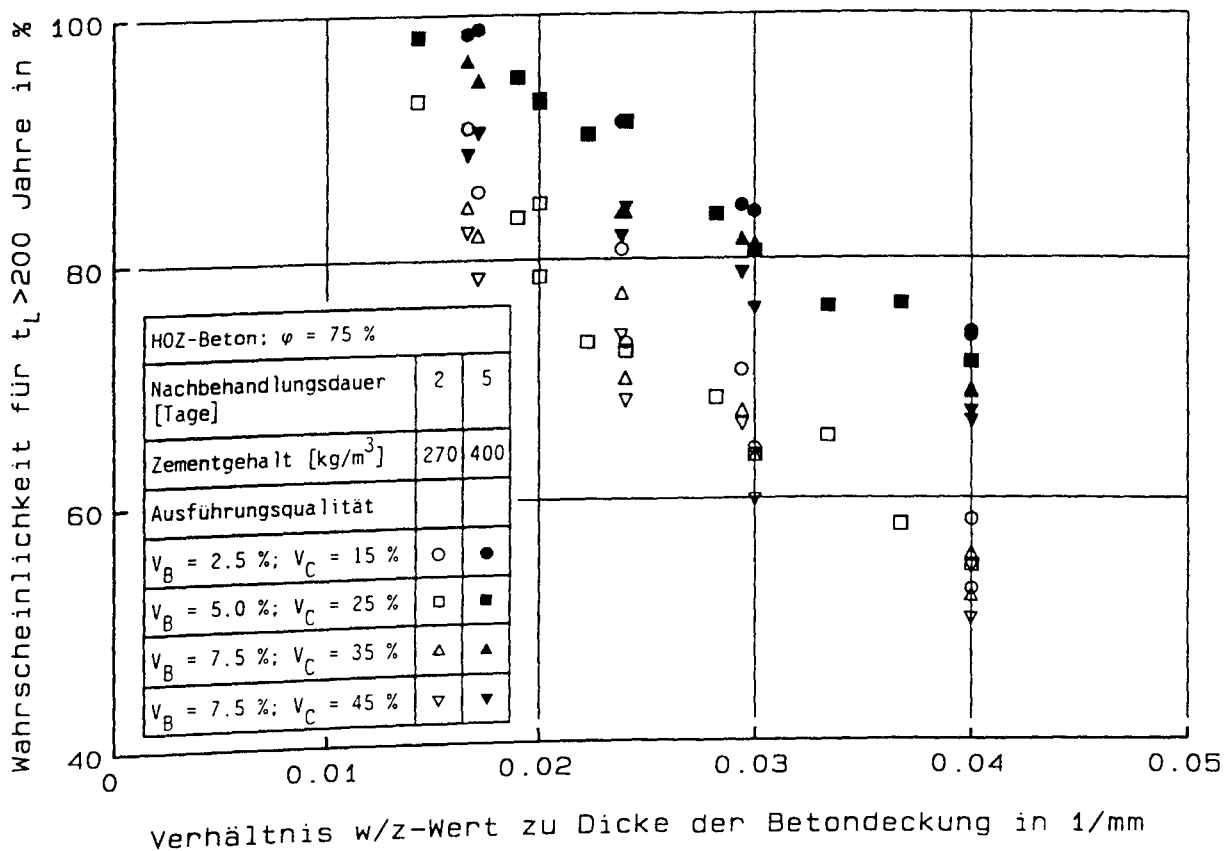


Bild 5.14: Einfluß der Ausführungsqualität auf die Wahrscheinlichkeit eine Lebensdauer von 200 Jahren zu erreichen für Außenbauteile aus HOZ-Beton

Aus Bild 5.15 (HOZ-Beton) ergeben sich folgende Schlußfolgerungen:

- 1) Die Erhöhung der Nachbehandlungsdauer (2 auf 5 Tage) und des Zementgehaltes (270 auf  $400 \text{ kg/m}^3$ ) ergibt gleiche Lebensdauern für um ca. 0,01 größere Werte des Verhältnisses  $(w/z)/\text{nom } c$ .
- 2) Im Bereich  $0,02 \leq (w/z)/\text{nom } c \leq 0,33$  ist der Einfluß der Ausführungsqualität auf die Lebensdauer besonders ausgeprägt. Bei einem je nach Nachbehandlungsdauer und Zementgehalt charakteristischen Wert  $(w/z)/\text{nom } c$  fällt die Lebensdauer bei Verschlechterung der Ausführungsqualität schlagartig um mehr als 100 Jahre ab.



- 3) Wird die Lebensdauer von 200 Jahren nicht erreicht, so ergibt sich für die Ausführungsqualität  $V_B = 2,5 \%$  und  $V_C = 15 \%$  im Vergleich zu dem Fall  $V_B = 7,5 \%$  und  $V_C = 45 \%$  eine etwa doppelt so große Lebensdauer, auch wenn in beiden Fällen  $t_L < 50$  Jahre beträgt.
- 4) Da die Lebensdauer durch Frühausfälle gekennzeichnet ist, strebt sie mit wachsendem Verhältnis  $(w/z)/\text{nom } c$  mit abnehmender Ausführungsqualität umso eher gegen Null.

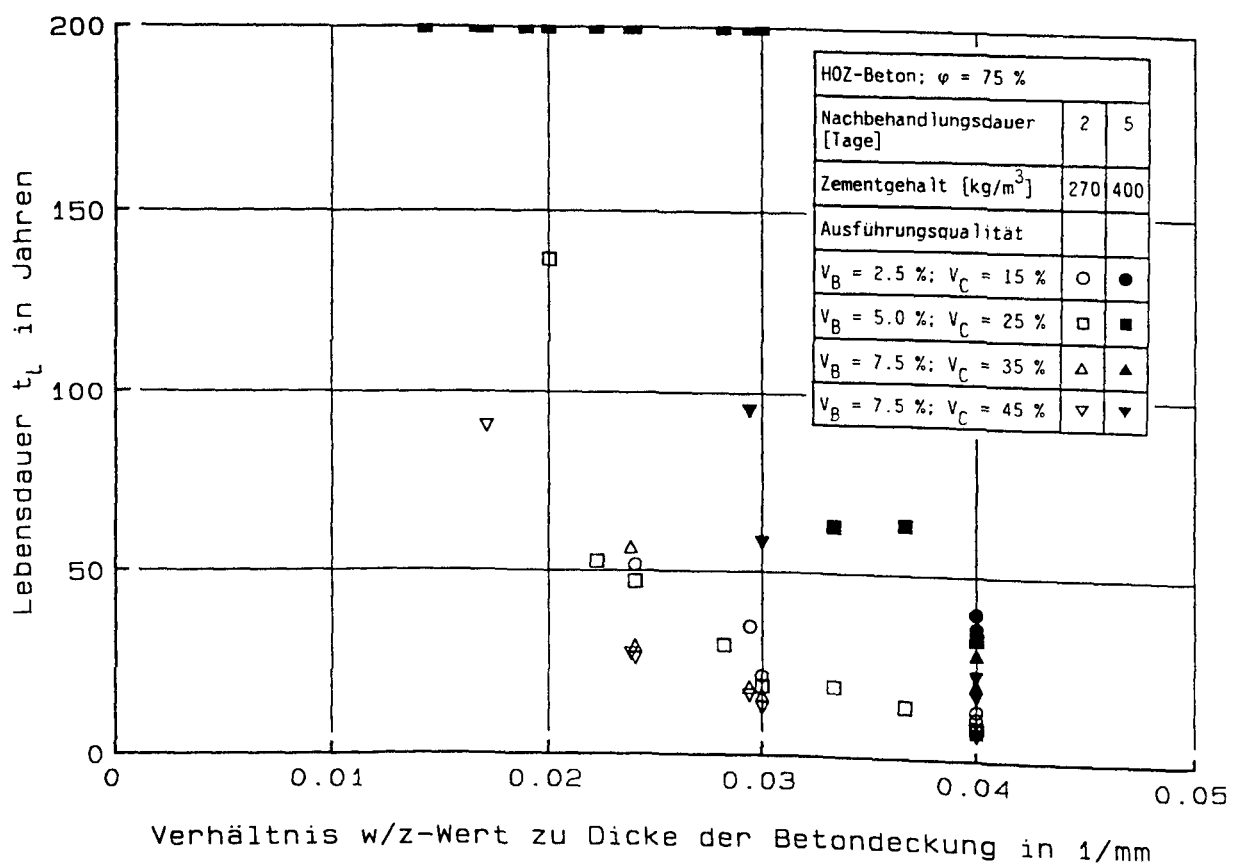


Bild 5.15: Einfluß der Ausführungsqualität auf die Lebensdauer von Außenbauteilen aus HOZ-Beton

## 6. ANWENDUNG DES DAUERHAFTIGKEITSMODELLS

### 6.1 Bauteilplanung

Die Planung eines Bauteils umfaßt folgende Schritte:

- statisch-konstruktive Bemessung (einschließlich Nachweis der Beschränkung der Rißbreite) und die zugehörigen Ausführungsunterlagen
- "Service-Life-Plan" (Gütenachweis, QS, Abnahme, Lebensdauernachweis).

Zur Aufstellung des Service-Life-Plans kann das Dauerhaftigkeitsmodell genutzt werden. Mit ihm können in Abhängigkeit der Witterungsbeanspruchungen die Betonzusammensetzung, die Nachbehandlungsdauer, die Dicke der Betondeckung und die Ausführungsqualität so bestimmt werden, daß die geforderte Nutzungsdauer (beabsichtigte Nutzungsdauer plus Vorhaltemaß) ohne Verlust des Korrosionsschutzes infolge Karbonatisierung erreicht wird. Mit Hilfe des Karbonatisierungsmodells kann die Prognose des zu erwartenden Karbonatisierungsfortschrittes vorgenommen werden. Mit Hilfe des Lebensdauermodells ergibt sich die Lebensdauerverteilung des Bauteils.

Die Aufgabe des Service-Life-Plans ist neben der Sicherstellung der Dauerhaftigkeit die Vermeidung von Planungs- und Ausführungsfehlern (siehe Abschnitt 5.4). Zur Einhaltung der geforderten Betonqualität und der Qualität der Bauausführung sind Kontrollmessungen und Abnahmeprüfungen erforderlich. Dies erfolgt durch die angesprochenen zerstörungsfreien Prüfverfahren der Betondichtigkeit und Dicke der Betondeckung. Im Service-Life-Plan sind die zugehörigen Prüfpläne auszuarbeiten. Die Planung umfaßt außerdem einen Maßnahmenkatalog, aus dem hervorgeht, wie bei Nichteinhaltung der geforderten Eigenschaften korrigierend in den Bauablauf bzw. zur nachträglichen Verbesserung der Bauteileigenschaften vorgegangen werden kann. Dies kann hier nicht näher vertieft werden, da dazu die Gegebenheiten des zu planenden Bauteils eingehen (Größe und Bedeutung des Bauwerks, Möglichkeit und Einfachheit von Sanierung oder Ersatz, Schadensanfälligkeit und sonstiger Verschleiß bzw. Beanspruchung, Zugänglichkeit für Wartung und Inspektion u.a.m.).

Der Service-Life-Plan umfaßt mindestens folgende Angaben:

## A. Angaben zur Bauausführung

- Auflistung einzuhaltender Normen, Richtlinien und Merkblätter
- Feststellung der Anforderungen (Nutzungsdauer) und Witterungsbeanspruchungen
- Zusammenstellung der dafür erforderlichen Eigenschaften (Dichtigkeit (Funktion von w/z-Wert, Zementart, Nachbehandlungsdauer, Feuchte), Dicke der Betondeckung, Ausführungsqualität)
- Prognose des Karbonatisierungsfortschrittes oder der Lebensdauerverteilung

## B. Angaben zur Qualitätssicherung, Abnahme und Inspektion

- Angaben zu den Qualitätssicherungsmaßnahmen zur Einhaltung der geforderten Ausführungsqualität
- Prüfplan für die Bauteilabnahme
- Katalog von zu ergreifenden Maßnahmen im Fall der Nichteinhaltung von Anforderungen
- Prüfpläne für Wartung und Inspektion

Die erforderlichen Abnahmekriterien (Annahmekennlinie; einzuhaltende Grenzwerte der Betondichtigkeit) werden für PZ-Beton in den folgenden Abschnitten 6.2 und 6.3 abgeleitet. Ein Beispiel für die Aufstellung eines Service-Life-Plans und zur Anwendung dieser Kriterien enthält Abschn. 6.4.

Die Angaben zu den Abnahme- und Inspektionskriterien haben vorläufigen Charakter. Weitere Erfahrungen im Umgang mit Dichtigkeitsmeßverfahren werden u.U. Modifikationen erfordern. Es kann deshalb nicht das Ziel dieser Ausführungen sein endgültige und umfassende Angaben zu machen. Derartige Regelungen sind z.Z. unter dem Stichwort "Performance-Konzept" (Bemessung und Herstellung von Beton aufgrund geforderter Eigenschaften) Gegenstand nationaler und internationaler Ausschußarbeit. Ihre Findung wird dadurch erschwert, daß entweder keine geeigneten Prüfverfahren vorliegen oder keine einzuhaltenden Anforderungen festgelegt werden können [81]. Anwendungsreife und baupraktische Planungen und Ausführungen von Maßnahmen zur Qualitätssicherung sind deshalb weitestgehend noch zu erarbeiten (Ausnahmen: Druckfestigkeit, Verarbeitbarkeit). Dies erfordert einen breiten Konsens zwischen Bauherren, Baufirmen, Bauaufsicht und Forschung, der den folgenden Angaben nicht zugrunde liegt.

## 6.2 Bauteilabnahme

### 6.2.1 Aufgabenstellung und einzusetzende Prüfmethoden

Die Anwendung dieses Dauerhaftigkeitsmodells erfordert die Qualitätskontrolle der Bauausführung (direkt und zerstörungsfrei am Bauteil). Ziele der Bauteilabnahme sind die Kenntnis über die bedingungsgemäße Bauausführung um ggf. den rechtzeitigen korrigierenden Eingriff zu ermöglichen. Festzustellen sind die

- Dicke der Betondeckung und die
- Betondichtigkeit

einschließlich der Streuung.

Für die Betondichtigkeit wird im folgenden ein Abnahmekriterium angegeben. Bezüglich der Betondeckung wird auf das DBV-Merkblatt Betondeckung [82] und [80] verwiesen. Insbesondere eine Kontrollmessung unmittelbar vor Beginn der Betonage, nachdem die Bewehrung vollständig verlegt ist, ist geeignet, Unterschreitungen geforderter Werte durch Wahl geeigneter Gegenmaßnahmen (z.B. zusätzliche Abstandshalter ausreichender Dicke) auszuschließen.

### 6.2.2 Abnahmekriterium der Betondichtigkeit

Es ist davon auszugehen, daß für ein in erster Linie wirtschaftliches Risiko (Sanierung; Verlust der Gebrauchsfähigkeit) eine höhere Eintretenswahrscheinlichkeit zulässig ist als für den Verlust der Standsicherheit. Gegenüber der Annahmekennlinie für Festigkeitsprüfungen nach DIN 1045 sind außerdem erhöhte Hersteller- und Abnehmerrisiken zulässig (siehe Abschn. 6.2.2.1).

#### 6.2.2.1 Festlegung einer Annahmekennlinie

Die im folgenden dargestellten Annahmekennlinien gelten sowohl für die ISA-Prüfung als auch für die Permeationsmessung nach Paulmann. Ausgangspunkt der Überlegungen ist zunächst die Bedingung eines akzeptablen Prüfaufwandes. Nach Einarbeitung in diese Meßverfahren können bei gleichzeitiger Verwendung von drei Meßstelleneinrichtungen innerhalb einer Stunde zwei solcher Dreierserien

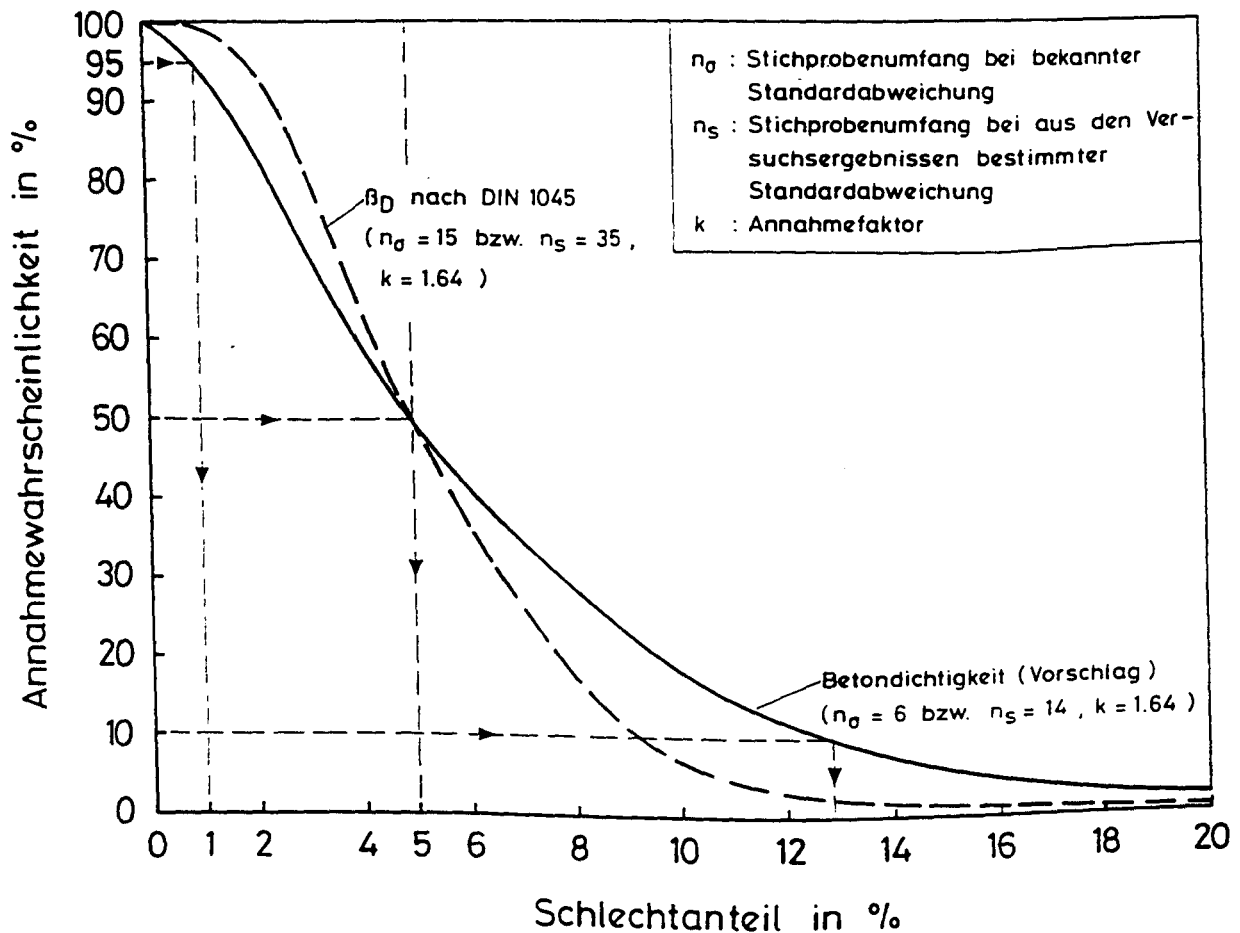


Bild 6.1: Vorschlag für die Annahmekennlinie der Betondichtigkeit

geprüft werden. Nimmt man außerdem vorläufig an, daß die Standardabweichung für beide Merkmale bekannt ist, und fordert, daß die Annahmewahrscheinlichkeit eines Bauteils mit 5 % Schlechtanteil 50 % betragen soll, so ergibt sich daraus die in Bild 6.1 dargestellte Annahmekennlinie. Der Gutgrenze des Planes  $P_1 = 1\%$  kann die Annahmewahrscheinlichkeit  $1 - \alpha = 95\%$  und der Schlechtgrenze  $P_2 \approx 13\%$  die Ablehnungswahrscheinlichkeit  $1 - \beta = 90\%$  zugeordnet werden. Der Annahmefaktor beträgt 1,64. Ist die Standardabweichung nicht bekannt, sondern muß sie aus der Stichprobe ermittelt werden, so erhöht sich der Stichprobenumfang um den Faktor 2,35 auf  $n = 14$  Meßstellen (siehe [83]). In Bild 6.1 ist zusätzlich die Kennlinie für die Druckfestigkeit nach DIN 1045 eingezeichnet. Entsprechend den einleitenden Ausführungen von Abschn. 6.2.2 sind hierfür bei vergrößertem Stichprobenumfang Hersteller- und Abnehmerisiko kleiner.

Die gegenwärtigen Erfahrungen reichen nicht aus, um a priori einen Anhalts-

Wert für die Standardabweichung angeben zu können. Sie ist jeweils aus der Stichprobe zu ermitteln. Um auch hierfür vertretbare Stichprobenumfängen zugrundelegen zu können, wird geprüft, wie sich - ausgehend von der im Bild 6.1 dargestellten Annahmekennlinie und der Bedeutung des zu prüfenden Bauteils -

Tab. 6.1: Stichprobenumfang und Annahmefaktor für Bauteile geringer Bedeutung (Annahmewahrscheinlichkeit von  $W = 20\%$  für  $p = 10\%$  Schlechtanteil)

Stichprobenumfang, wenn gilt:		Annahmefaktor
Standardabweichung $\sigma$ ist bekannt	Standardabweichung $s$ muß aus der Stichprobe ermittelt werden	
$n_\sigma$ [-]	$n_s$ [-]	$k$ [-]
1	(4) 1)	2,12
2	6	1,88
3	8	1,78
4	10	1,70
5	12	1,64
6	14	1,62
8	18	1,57
10	22	1,54
15	32	1,50
20	41	1,46
$\infty$	-	1,28

1) Die Durchführung von weniger als 6 Messungen ist nicht zu empfehlen.

Anm.: 1) Da der Punkt ( $W = 20\%$ ,  $P = 10\%$ ) geringfügig oberhalb der Annahmekennlinie von Bild 6.1 liegt, ergeben sich ebenfalls geringfügige Abweichungen zwischen den Angaben von Bild 6.1 und Tab. 6.1.

2) Tab. 6.1 ist anzuwenden für Bauteile mit mindestens einer der folgenden Eigenschaften:

- geringe Bedeutung
- nicht ausgeschöpfte Lebensdauer
- einfach und/oder mit geringem Aufwand sanierbar/erneuerbar
- kurze Nutzungsdauer

Stichprobenumfang und Annahmefaktor beeinflussen. Die Annahmekennlinie von Bild 6.1 zeigt z.B. eine Annahmewahrscheinlichkeit von ca. 20 % für einen Schlechtanteil von 10 %. Dies erscheint akzeptabel für Bauteile mit mindestens einer der folgenden Eigenschaften:

- Bauteile geringer Bedeutung,
- Bauteile, deren Lebensdauer sehr viel größer ist als die geforderte Nutzungsdauer (nicht ausgeschöpfte Dauerhaftigkeit),
- Bauteile, die einfach und mit geringem wirtschaftlichen Aufwand saniert oder ausgetauscht werden können,
- Bauteile mit kurzer Nutzungsdauer.

Wendet man nun für diesen ausgewählten Punkt der Annahmekennlinie das in [84] beschriebene Verfahren der "Drehung der Annahmekennlinie" an, so ergeben sich daraus die in Tabelle 6.1 zusammengestellten Stichprobenumfänge und Annahmefaktoren.

Entsprechende Ableitungen für Bauteile mit

- großer Bedeutung,
- mit voll ausgeschöpfter Dauerhaftigkeit (Lebensdauer entspricht der geforderten Nutzungsdauer),
- aufwendiger Erneuerung bzw. Sanierung oder
- langer Nutzungsdauer,

werden mit der verschärften Forderung einer Annahmewahrscheinlichkeit von 10 % für 10 % Schlechtanteil entsprechend den Angaben von Tab. 6.2 abgenommen.

Im Bild 6.2 sind die Annahmefaktoren in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs für diese beiden Fälle, zusammen mit denen der Druckfestigkeitsprüfung nach DIN 1045 und ENV 206, dargestellt. In beiden Fällen liegen die Annahmefaktoren zwischen den Angaben von DIN 1045 und ENV 206.

Zusammenfassend können diese Ableitungen folgendermaßen bewertet werden:

- Annahmekennlinien wurden aus dem Wunsch nach einem vertretbaren Prüfaufwand festgelegt. Sie liegen im Rahmen des im Betonbau üblichen.

Tab. 6.2: Stichprobenumfang und Annahmefaktoren für Bauteile großer Bedeutung (Annahmewahrscheinlichkeit  $W = 10\%$  für  $P = 10\%$  Schlechtanteil)

Stichprobenumfang, wenn gilt:		Annahmefaktor
Standardabweichung $\sigma$ ist bekannt	Standardabweichung $s$ muß aus der Stichprobe bestimmt werden	
$n_\sigma$ [-]	$n_s$ [-]	$k$ [-]
1	(5) <sup>1)</sup>	2,54
2	7	2,18
4	12	1,91
6	16	1,80
8	20	1,72
10	24	1,68
15	35	1,61
20	44	1,55
$\infty$	-	1,28

1) Die Durchführung von weniger als 6 Versuchen ist nicht zu empfehlen.

Anm.: Tab. 6.2 ist anzuwenden auf Bauteile mit mindestens einer der folgenden Eigenschaften:

- große Bedeutung
  - ausgeschöpfte Lebensdauer
  - aufwendige und/oder teure Erneuerung bzw. Sanierung
  - lange Nutzungsdauer
- Da die Dichtigkeit weniger sicherheitsrelevant ist als die Festigkeit, wird mit geringeren Annahmefaktoren und Prüfumfängen gearbeitet, als sie von DIN 1045 für die Festigkeit gefordert werden.
  - Da zur Zeit im Umgang mit Dichtigkeitsmeßverfahren keine ausreichenden Erfahrungen vorliegen und die Streuung der Dichtigkeit weitaus größer ist als diejenige der Festigkeit (siehe z.B. [10]), ist es empfehlenswert, über den Anforderungen, die ENV 206 an die Festigkeitsprüfung stellt, zu bleiben.
  - Es ist außerdem sinnvoll, nach der Bedeutung des Bauteils abgestufte Annahmekennlinien zu verwenden (s. o.).



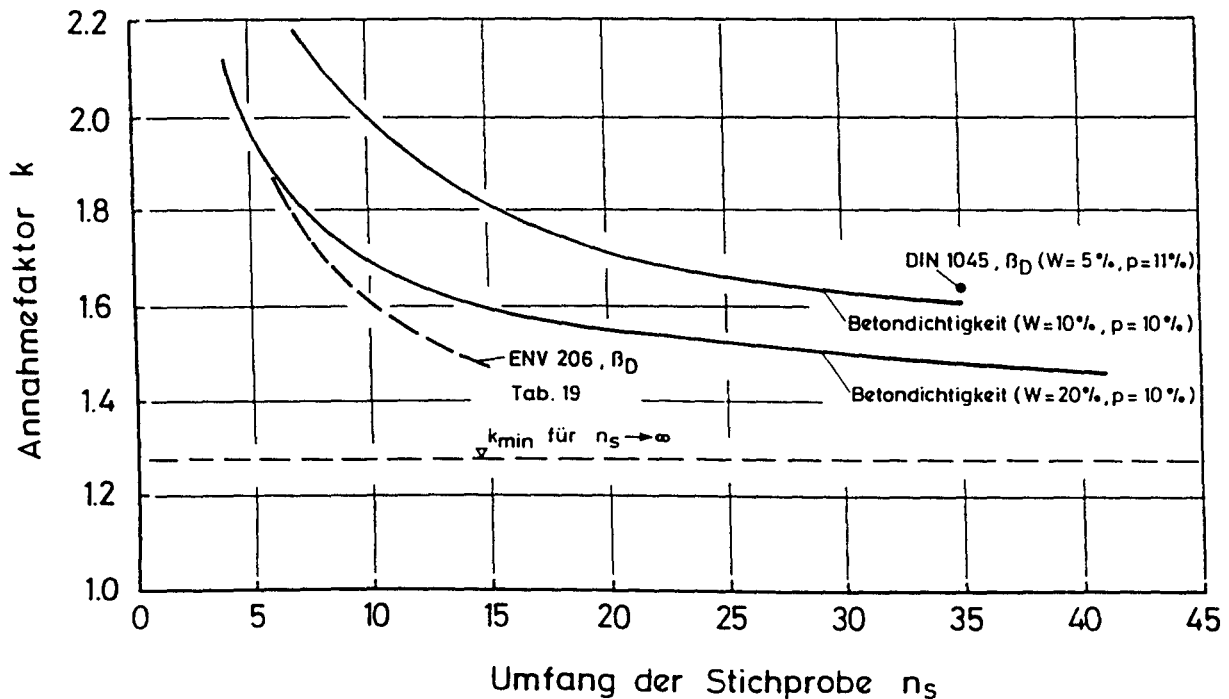


Bild 6.2: Vergleich der Annahmefaktoren der Dichtigkeitsprüfung mit denen der Druckfestigkeitsprüfung nach DIN 1045 bzw. ENV 206

- Die hier dargestellten Annahmekennlinien sind Vorschläge, die der Bestätigung durch weitere Erfahrung bedürfen.

Führt man eine Abnahmeprüfung durch, so ist nachzuweisen, daß die mittleren und maximalen Meßwerte die im folgenden Abschnitt abzuleitenden Grenzwerte  $\text{nom ISA}_{10}$  und  $\text{max ISA}_{10}$  bzw.  $\text{nom M}$  und  $\text{max M}$  nicht überschreiten:

$$\text{ISA}_{10,v} \leq \text{nom ISA}_{10} \quad (6.1)$$

$$\text{max ISA}_{10,v} = \text{ISA}_{10,v} + k \cdot s_{\text{ISA}} \leq \text{max ISA}_{10} \quad (6.2)$$

bzw.

$$M_v \leq \text{nom M} \quad (6.3)$$

$$\text{max } M_v = M_v + k \cdot s_M \leq \text{max M} \quad (6.4)$$

mit  $s_{\text{ISA}}$  bzw.  $s_M$  als der aus den Stichprobenergebnissen ermittelten Standardabweichung.

### 6.2.2.2 Ableitung einzuhaltender Mindestwerte der Dichtigkeit

Für einen mindestens 90 Tage alten Beton konnten im Abschn. 2.3.3 zwischen den Meßwerten der Dichtigkeitsprüfung und des maßgebenden Wertes des Diffusionskoeffizienten in Abhängigkeit des zeitlichen Abstandes des Meßzeitpunktes vom letzten Regenfall und den Lagerungsbedingungen empirisch abgesicherte Beziehungen abgeleitet werden. Für die Bauteilabnahme ist der unkarbonatisierte Beton maßgebend, da für Prüfzeitpunkte zu einem Betonalter von z.B. 90 bis 180 Tagen keine nennenswerte Karbonatisierung eingetreten ist.

Die Ableitung von Grenzwerten einzuhaltender Dichtigkeit erfolgt getrennt für die beiden folgenden Aufgabenstellungen:

- a) Abnahmeprüfung eines Bauteils, dessen Eigenschaften so bemessen wurden, daß seine Lebensdauer gerade ausreicht die geforderte Nutzungsdauer zu erbringen.
- b) Abnahmeprüfung eines nach DIN 1045 hergestellten Bauteils, dessen Eigenschaften auf eine Lebensdauer schließen lassen, die wesentlich größer als die geforderte Nutzungsdauer ist (Bauteil mit nicht ausgenutzter Lebensdauer).

Dabei sind die beiden Lagerungsfälle im Freien unter Dach und ungeschützt im Freien zu unterscheiden. Es sind Annahmen erforderlich die den Meßzeitpunkt und das Verhältnis der zum Meßzeitpunkt vorhandenen Feuchte zur mittleren Jahresfeuchte betreffen. Für Bauteile im Freien unter Dach kann davon ausgegangen werden, daß beide Feuchtegehalte näherungsweise gleich groß sind. I. d. R. werden Prüfungen von Bauteilen im Freien nicht wesentlich später als zwei Tage nach dem letzten Regenfall stattfinden. Die dann vorhandene Feuchte ist geringer als im Jahresmittel. Geht man von der im Abschn. 4 angegebenen mittleren Jahresfeuchte ( $\bar{\varphi} = 85\%$ ) aus und berücksichtigt (s. Abschn. 2.3.3.1), daß nach mindestens zwei Tagen Regenfreiheit eine Betonfeuchte vorliegt, die einer Ausgleichsfeuchte zu  $\varphi \leq 80\%$  entspricht, so sind nach Bild 2.5, die gemessenen Dichtigkeiten um mindestens den Faktor 2,9 größer als diejenigen, die bei 85 % rel. Feuchte gemessen würden. Deshalb muß der einzuhaltende Grenzwert umso kleiner sein, je kürzer der Meßzeitpunkt dem letzten Regenfall folgt. Bei gleicher Betonqualität sind die Grenzwerte für Bauteile im Freien deshalb kleiner als für Bauteile im Freien unter Dach.

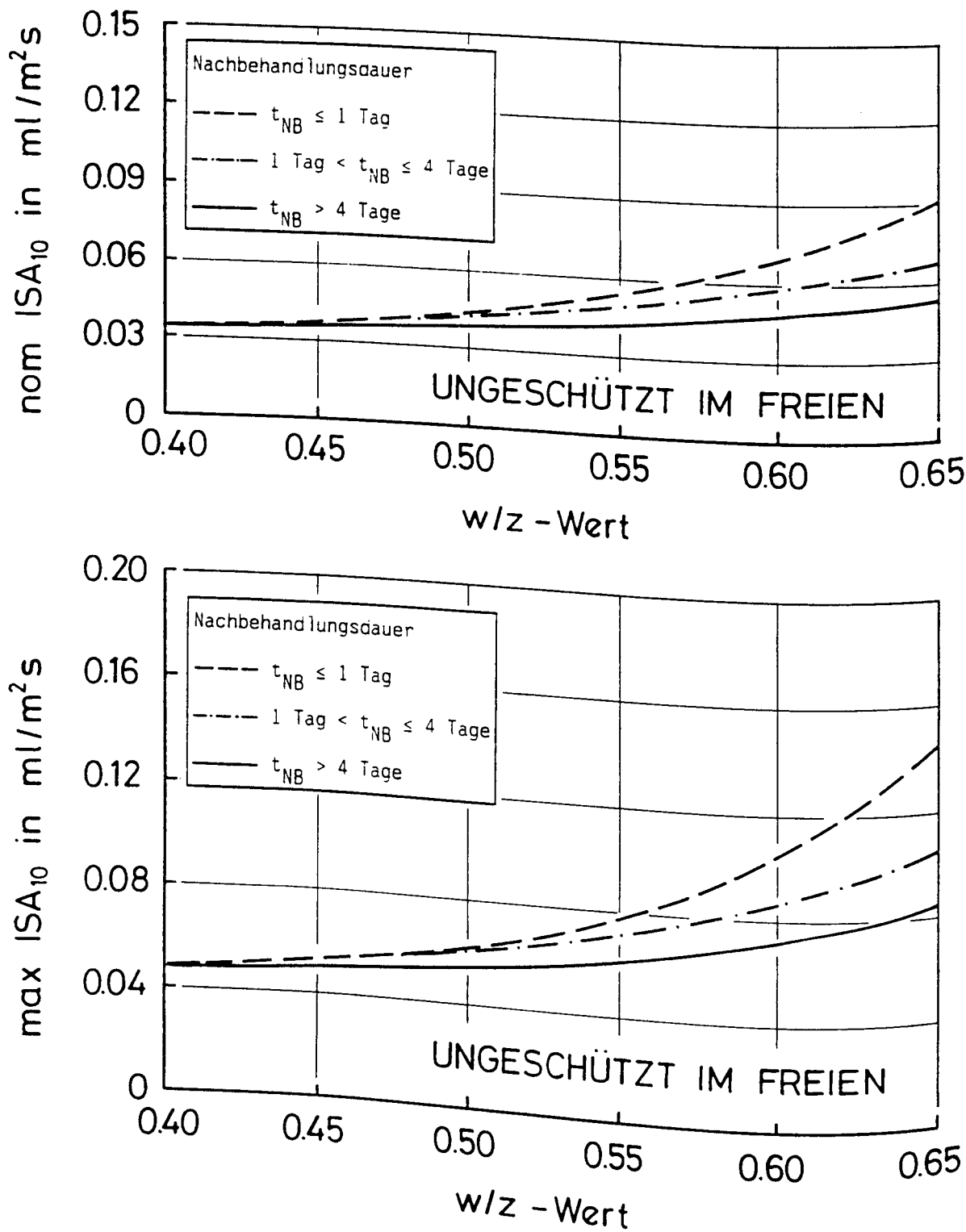


Bild 6.3: Einzuhaltende Grenzwerte der ISA-Prüfung bei der Abnahmeprüfung von Bauteilen im Freien (Bauteile ohne Lebensdauerreserve; Prüfung mindestens zwei Tage nach dem letzten Regenfall; bei wesentlich größeren Abständen kann zwischen den Grenzwerten der Lagerungsfälle interpoliert werden)

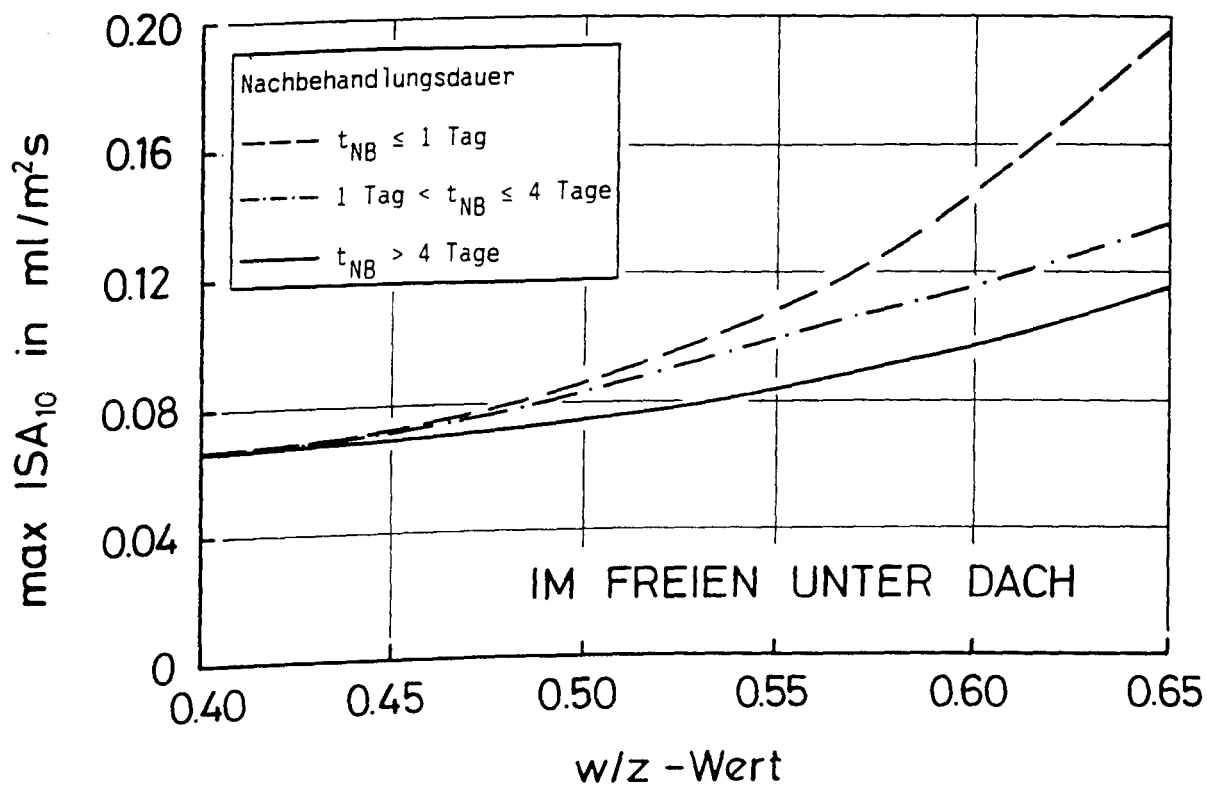
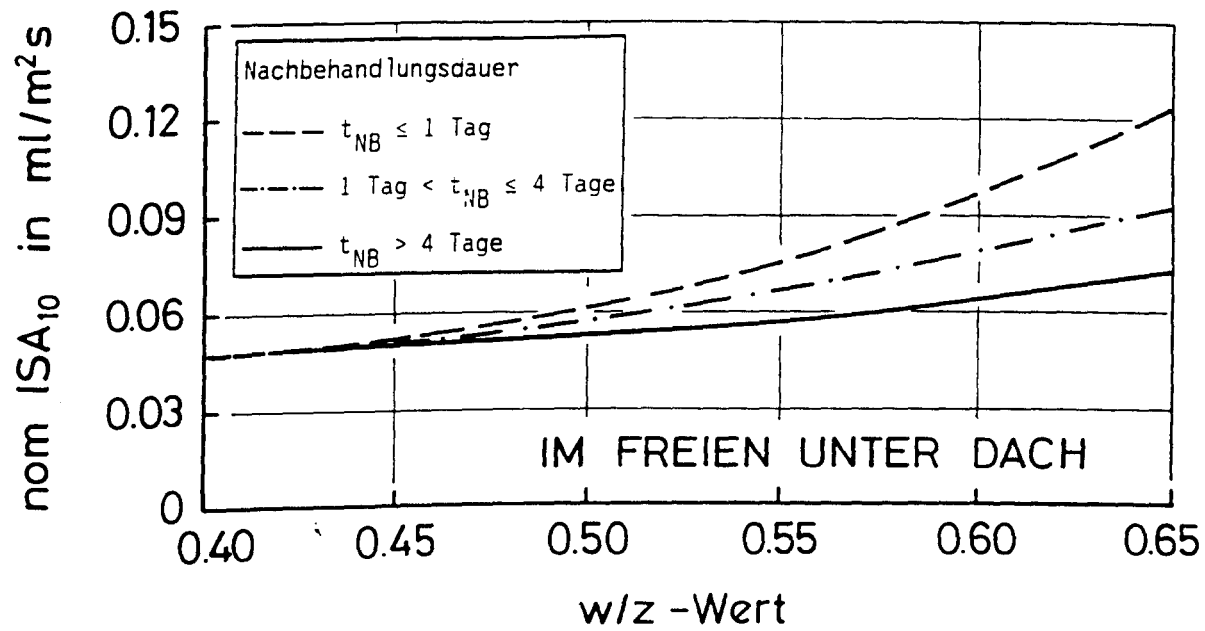


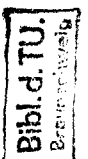
Bild 6.4: Einzuhaltende Grenzwerte der ISA-Prüfung bei der Abnahmeprüfung von Bauteilen im Freien unter Dach (Bauteile ohne Lebensdauerreserve)

Die erforderlichen Ableitungen erfolgen zunächst für die ISA-Prüfung. Sie gelten nur für PZ-Beton. Auf Einzelheiten wird nicht eingegangen.

Für die Aufgabenstellung a) ergeben sich die einzuhaltenden Grenzwerte des  $ISA_{10}$ -Wertes aus den Gl. (2.24) und (2.25). In Abhängigkeit der ausgeführten Betonzusammensetzung, der Nachbehandlungsdauer und der umweltaabhängigen Feuchteverhältnisse sind die nach Abschn. 3 zu erwartenden mittleren und maximalen Diffusionskoeffizienten einzusetzen. Über dem w/z-Wert aufgetragen, ergeben sich daraus für die drei Nachbehandlungsklassen die in den Bildern 6.3 und 6.4 dargestellten Dichtigkeitsgrenzwerte.

Für die Aufgabenstellung b) ist der Verlust des Korrosionsschutzes infolge Karbonatisierung nicht bestimmend für die Dauerhaftigkeit, da die Dichtigkeit des Betons größer ist, als erforderlich, um ein Erreichen der Bewehrungs Oberfläche durch die Karbonatisierung auszuschließen. Es sind höhere Grenzwerte als nach den Bildern 6.3 und 6.4 zulässig. Sie ergeben sich in erster Näherung aus der Annahme,  $x_{c\infty} \leq c$ , mit  $x_{c\infty}$  nach Gl. (2.1). Setzt man dies in die Gln. (2.24) und (2.25) ein, so erhält man mit  $\min b$ ,  $\max \Delta c$  und einem Mindestwert der maßgebenden rel. Feuchte einen auf der sicheren Seite liegenden Wert für  $\text{nom } ISA_{10}$ . Für Bauteile im Freien wird diese rel. Feuchte auf 82,5 % festgelegt (Mittelwert der mittleren Jahresfeuchte und der maximalen Feuchte zum Prüfzeitpunkt). Der Wert für  $\max ISA_{10}$  ergibt sich, wenn gerade für 20 % der Betonoberfläche  $x_{c\infty} > c$  ist. Dies ist z.B. der Fall, wenn sich die mittlere Karbonatisierungstiefe und die 40 %-Fraktile der Dicke der Betondeckung überschneiden. Dieser Fraktile-Wert ist abhängig vom Variationskoeffizienten der Dicke der Betondeckung. Durch entsprechendes Vorgehen wie für  $\text{nom } ISA_{10}$  können die einzuhaltenden Grenzwerte für  $\max ISA_{10}$  abgeleitet werden. In Abhängigkeit der Dicke der Betondeckung und seines Variationskoeffizienten  $V_c$  sind sie in Bild 6.5 dargestellt.

Durch analoges Vorgehen ergeben sich die einzuhaltenden Permeationsmaße  $M$  der Permeationsmessung nach Paulmann. Mit der im Abschn. 2.3.3.2 beschriebenen Versuchsanordnung liegt der meßbare Mindestwert für das Permeationsmaß bei  $M \approx 0,8$ . Durch Erhöhung des Eingangsdruckes  $p_e$  kann der meßbare Mindestwert des Permeationsmaßes so weit gesenkt werden, daß die geforderten Grenzwerte prüfbar werden (siehe [22]).



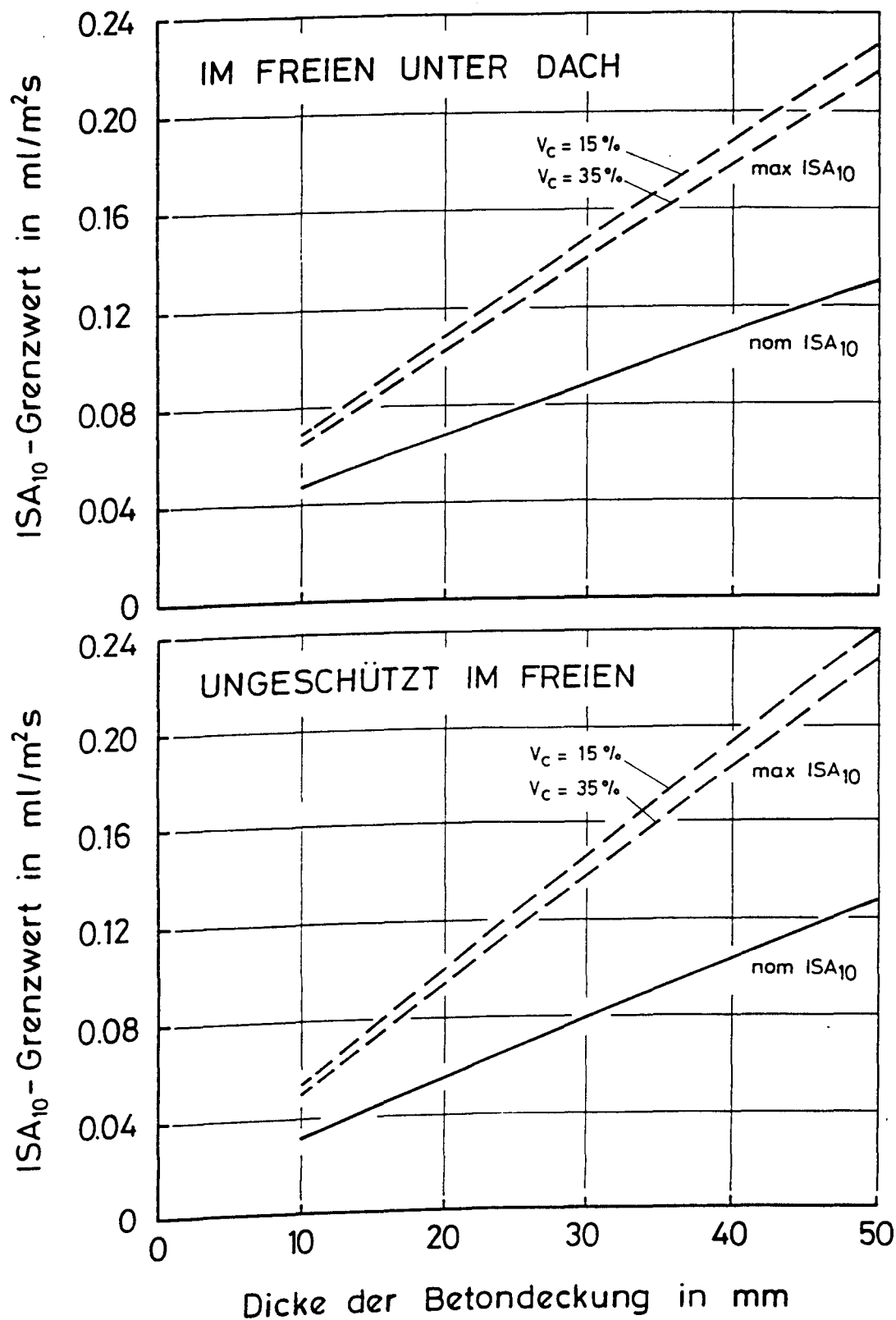


Bild 6.5: Einzuhaltende  $ISA_{10}$ -Grenzwerte für Bauteile mit nicht ausgenutzten Dauerhaftigkeitseigenschaften (Aufgabenstellung b))

Die Grenzwerte werden mit Hilfe von Gl. (2.28) und Tab. 2.2 ermittelt. Sie sind für eine Prüfung, bei der die gemessene Feuchte  $\varphi = 75\%$  beträgt, für Aufgabenstellung a) in Bild 6.6 und für Aufgabenstellung b) in Bild 6.7 dargestellt. Unter Hinzuziehung von Spalte 3 aus Tab. 2.2 (s. S. 40) sind die Grenzwerte für andere Feuchten ermittelbar:

$$\text{nom } M(\varphi) = \frac{f_m(\varphi=75)}{f_m(\varphi)} \cdot \text{nom } M(\varphi=75) \quad (6.5)$$

$$\text{max } M(\varphi) = \frac{f_m(\varphi=75)}{f_m(\varphi)} \cdot \text{max } M(\varphi=75) \quad (6.6)$$

Für beide Meßverfahren können sich durch Hinzuziehung zukünftiger Erfahrungen die Grenzwerte verändern. Ihre Plausibilität kann daran abgelesen werden, daß sich die Werte  $\text{nom } ISA_{10}$  bzw.  $\text{nom } M$  des w/z-Wertes 0,6 (siehe Bilder 6.3 und 6.4 bzw. 6.6) in etwa mit denjenigen für  $c = 35\text{ mm}$  (siehe Bild 6.5 bzw. 6.7) und die Werte  $\text{max } ISA_{10}$  bzw.  $\text{max } M$  dieses w/z-Wertes mit denen für  $\text{min } c = 25\text{ mm}$  decken. Für diesen nach DIN 1045 gerade noch zulässigen Konstruktionsfall gilt für Bauteile im Freien unter Dach:

$$\text{nom } ISA_{10} \leq 0,095 \text{ ml/m}^2\text{s}$$

$$\text{max } ISA_{10} \leq 0,139 \text{ ml/m}^2\text{s}$$

$$\text{nom } M \leq 30$$

$$\text{max } M \leq 100$$

und für Bauteile ungeschützt im Freien:

$$\text{nom } ISA_{10} \leq 0,08 \text{ ml/m}^2\text{s}$$

$$\text{max } ISA_{10} \leq 0,115 \text{ ml/m}^2\text{s}.$$

Ein Bauteil, das diese Bedingungen erfüllt und die erforderlichen Dicken der Betondeckung aufweist, kann als dauerhaft angesehen werden (vgl. auch mit Anlage 11 aus [22], wo bezüglich des Permeationsmaßes vergleichbare Grenzwerte angegeben werden).

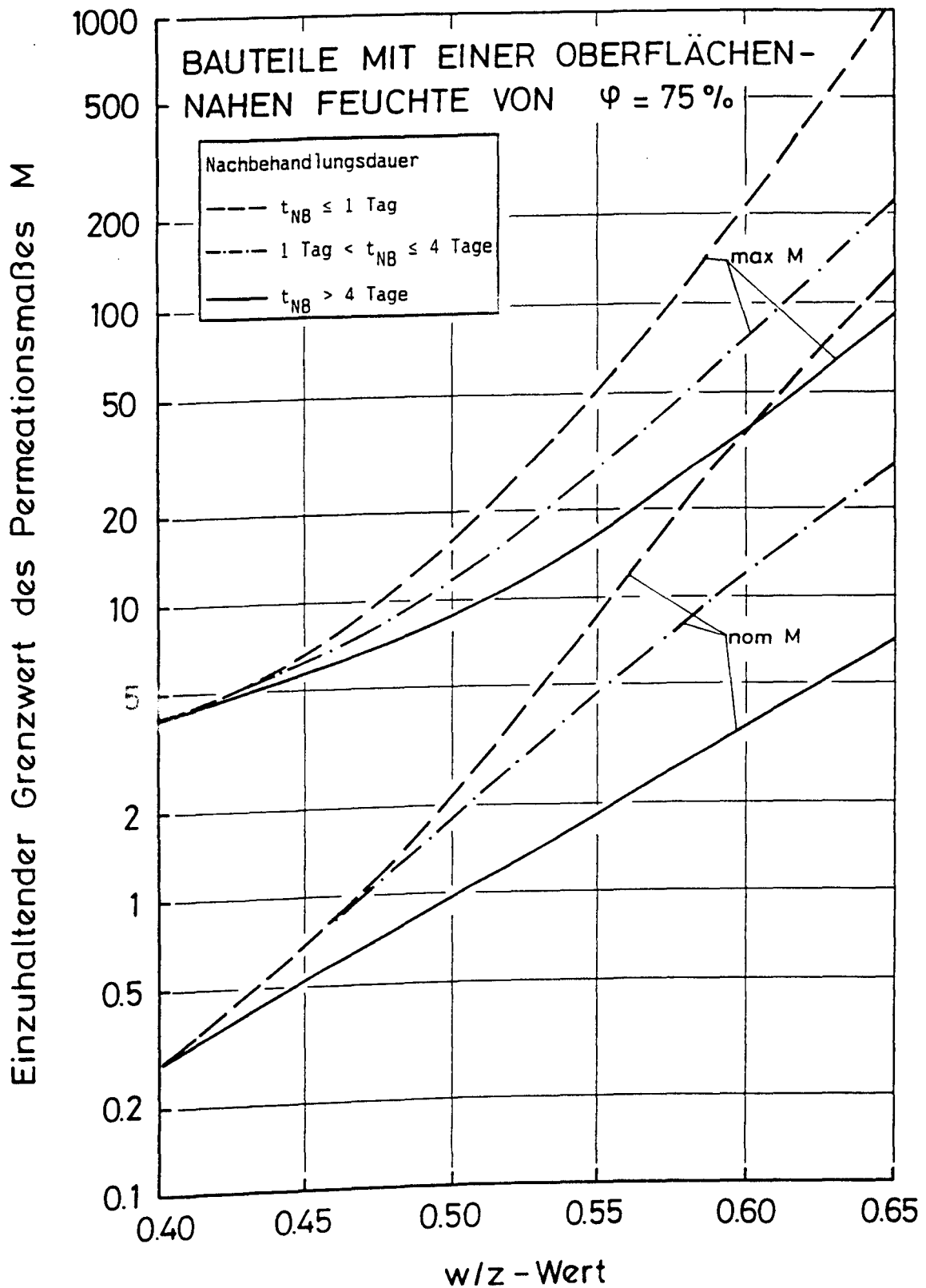


Bild 6.6: Einzuhaltender Grenzwert M der Permeationsprüfung nach Paulmann bei der Abnahmeprüfung von Bauteilen die einer mittleren rel. Feuchte von 75% ausgesetzt sind (Bauteile ohne Lebensdauerreserve; Prüfung mindestens 2 Tage nach dem letzten Regenfall)



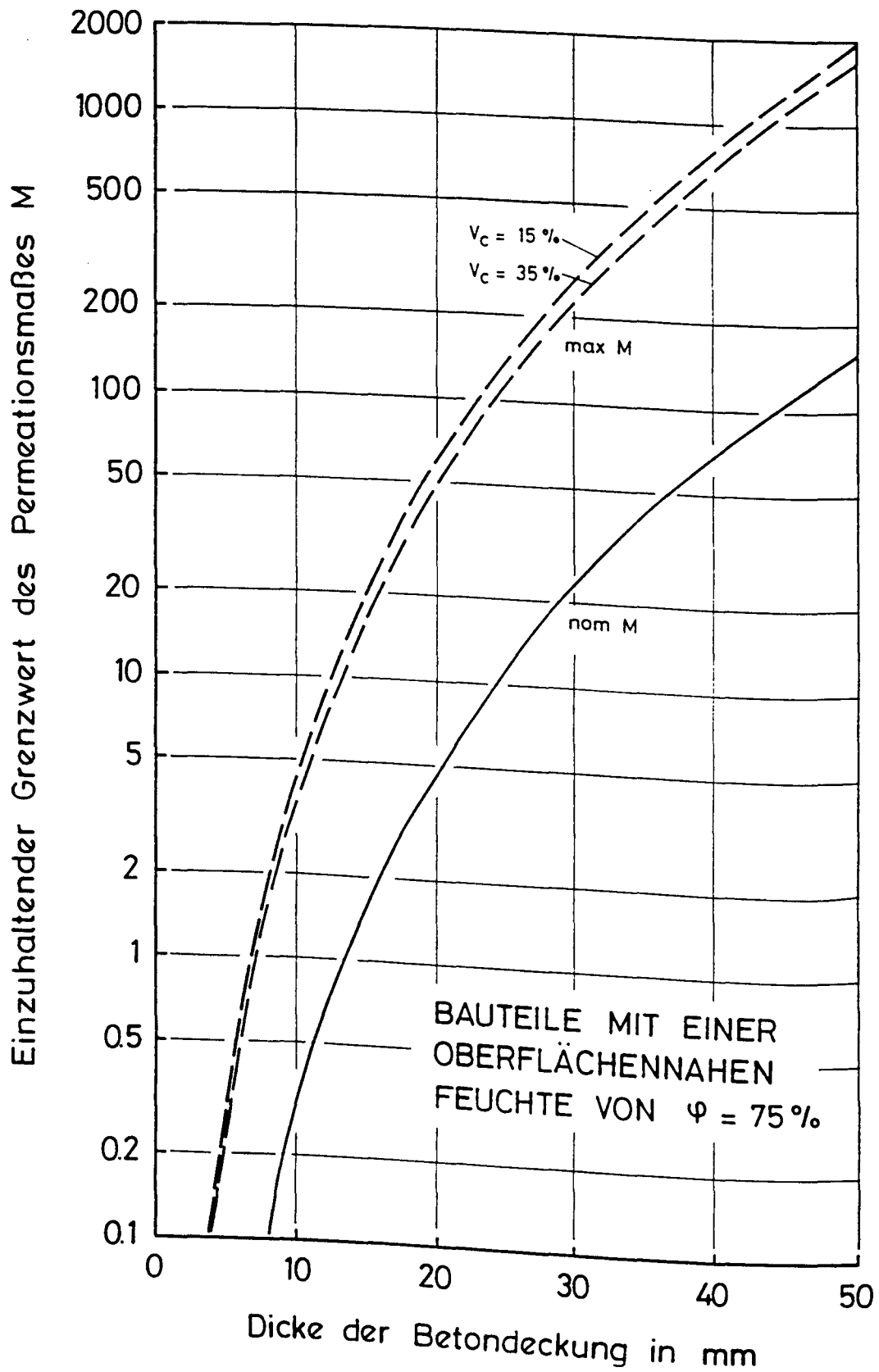


Bild 6.7: Einzuhaltender Grenzwert des Permeationsmaßes M der Permeationsprüfung nach Paulmann für Bauteile mit nicht ausgenutzten Dauerhaftigkeitseigenschaften (Aufgabenstellung b))

### 6.2.3 Erläuterungen zur Abnahmeprüfung

Das hier angegebene Abnahmekriterium ist ein erster vorläufiger (s.o.) Vorschlag. Es beruht auf theoretischen Überlegungen, begründeten Annahmen und der umfassenden Beachtung vorliegender Erfahrungen. Zur alleinigen Beurteilung der Dauerhaftigkeit und Lebensdauer reicht es deshalb z.Z. nicht aus. Es kann z.Z. auch kein Ersatz für DIN 1045 sein, liefert aber zumindest zusätzliche Informationen über die erzielte Betonqualität, die Sorgfalt der Bauausführung und ist Grundlage der Prognose des Karbonatisierungsfortschrittes und der zu erwartenden Lebensdauer.

Die Prüfungen müssen an rissfreien und zufällig ausgewählten Stellen der Betonoberfläche stattfinden. Die so ermittelte Dichtigkeit gilt dann für die gesamte Betondeckung, auch wenn sie nur für die Teile der Betondeckung erforderlich ist, hinter denen sich ein Bewehrungsstab befindet.

Bei den hier durchgeführten Ableitungen wurde von der Prüfung eines einzelnen Bauteils ausgegangen. Weitere Überlegungen, wie sie für die Abnahme eines Gesamtgebäudes erforderlich wären (Angaben, für welche Bauteilgröße, Betonierabschnitte bzw. Betonierleistungen welcher Prüfumfang erforderlich ist), werden hier nicht angestellt.

Für ISA-Prüfungen ist die Temperaturabhängigkeit der Viskosität und Oberflächenspannung des Wassers zu beachten. Je tiefer die Temperatur ist, desto geringer ist die Wassereindringgeschwindigkeit. Insbesondere im Temperaturbereich von 0 - 15 °C sind deshalb zur Vermeidung einer Überschätzung der Dichtigkeit Korrekturen der Meßergebnisse erforderlich. Alle hier durchgeführten Ableitungen gelten für  $T = 20\text{ °C}$ . Darauf bezogene Korrekturfaktoren können Bild 6.8 entnommen werden (näheres dazu siehe [10]).

Die Prüfungen sind in einem Betonalter von mindestens 90 Tagen durchzuführen.

Die Durchführung der Abnahmeprüfung setzt voraus, daß

- a) der w/z-Wert und Zementgehalt (einschließlich ihrer Streuung) z.B. aus einer Frischbetonanalyse bekannt sind und die dabei festgestellten Werte die Planungsanforderungen erfüllen;

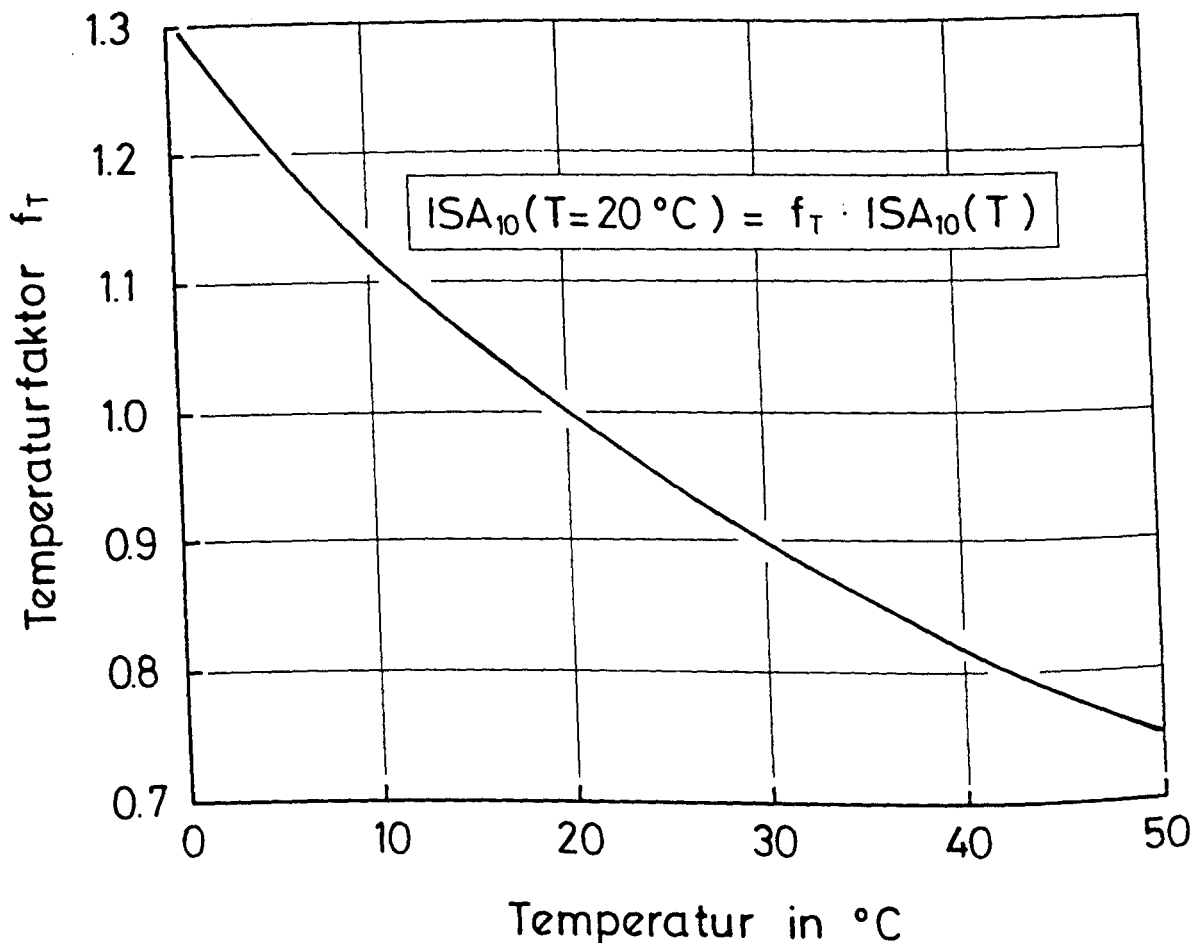


Bild 6.8: Temperaturkorrektur der bei der Temperatur  $T$  gemessenen  $ISA_{10}$ -Werte auf die Bezugstemperatur  $T = 20\text{ °C}$

- b) eine Überprüfung der Dicke der Betondeckung und ihrer Streuung am fertiggestellten Bauteil erfolgt ist und auch hierfür die Einhaltung der Planungsanforderungen nachgewiesen werden konnte.

Gelingt dieser Nachweis nicht oder sind die Meßwerte signifikant günstiger als die Planungsangaben, so sind diese Meßwerte der weiteren Prüfung zugrunde zu legen. Dazu sind aus den Bildern 6.3 bis 6.7 die jeweils maßgebenden einzuhaltenden Grenzwerte abzulesen und es ist nachzuweisen, daß die aus der Stichprobe ermittelte Dichtigkeit größer ist als erforderlich. Anhand eines Beispiels wird dies im Abschn. 6.4 näher erläutert.

Mit den Ergebnissen der Abnahmeprüfung kann natürlich auch eine verbesserte Prognose des Karbonatisierungsfortschritts und der Lebensdauer erfolgen (dieser Berechnung liegen dann nicht mehr die geplanten, sondern die "gebauten" Bauteileigenschaften zugrunde, s. Abschn. 6.3).

### 6.3 Inspektion von Bauteilen aus bestehenden Gebäuden

#### 6.3.1 Aufgabenstellung, Prüfmethoden und Vorgehen

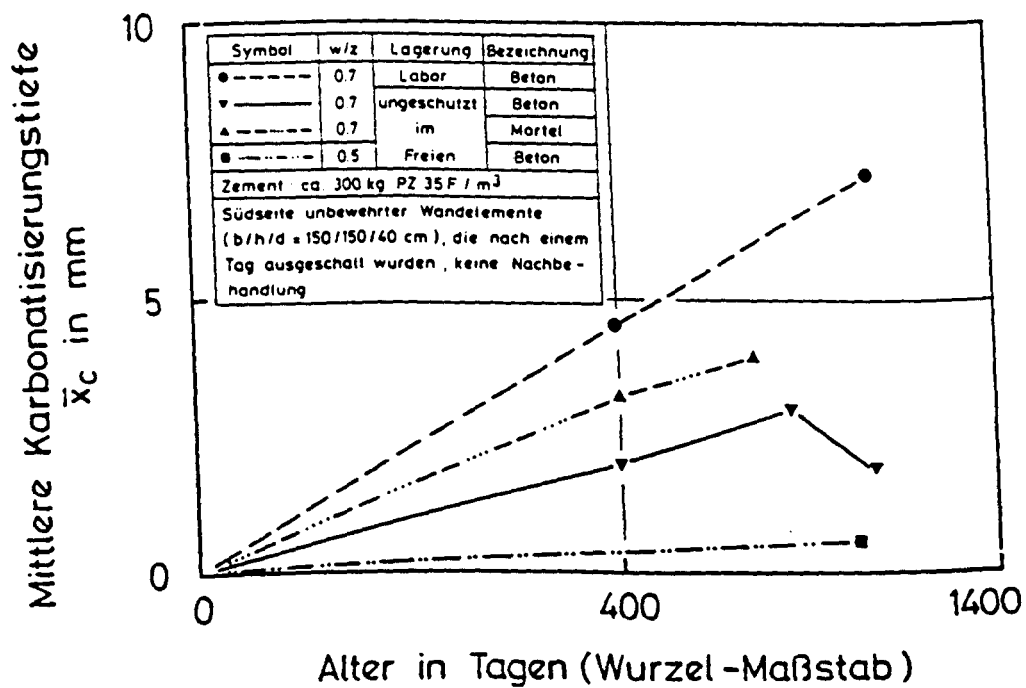
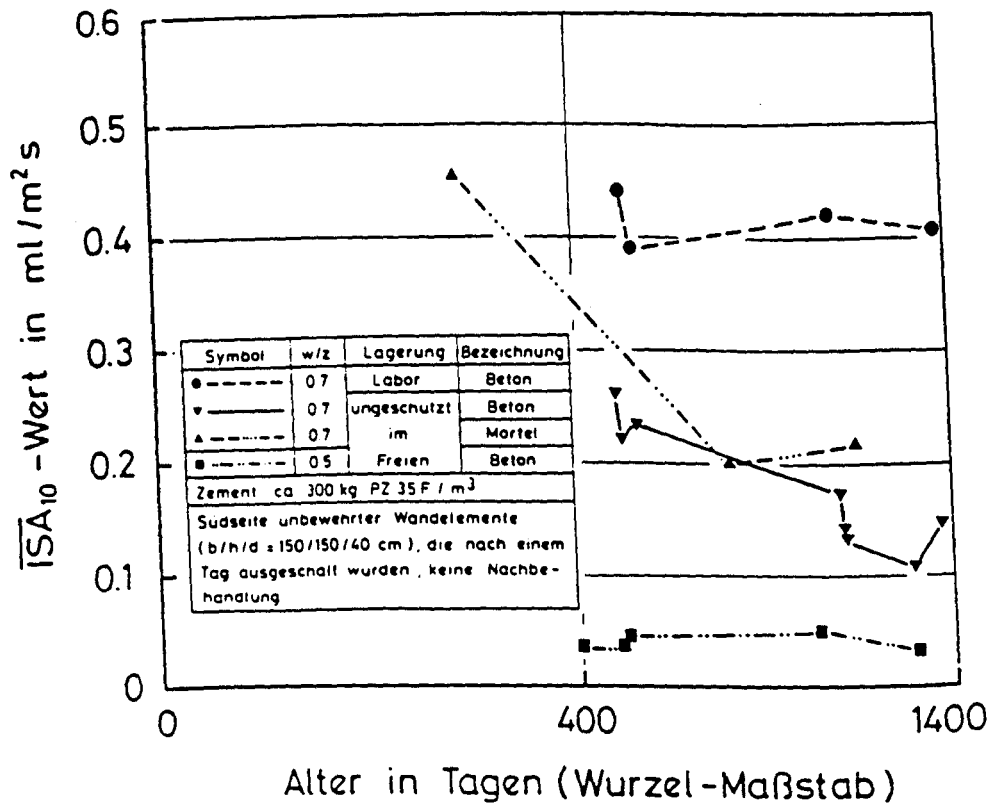
Die bei der Abnahmeprüfung eingesetzten Prüfverfahren sind auch bei der Inspektion bestehender Bauteile einzusetzen. Feststellungen des Ist-Zustandes eines Bauteils sind erforderlich, um:

- die vorhandene Restnutzungsdauer zu bestimmen,
- festzustellen, ob und in welchem Umfang Instandhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich sind,
- Ausgangsdaten für die Planung derartiger Maßnahmen zu gewinnen,
- im Rahmen der Bauteilwartung das bedingungsgemäße Bauteilverhalten überprüfen zu können
- und ähnliches mehr.

I. d. R. existieren zum Inspektionszeitpunkt keine Angaben mehr zur Betonzusammensetzung und Nachbehandlung. Bekannt sind nur das Betonalter und die Umweltbedingungen. Zu messen ist neben der Dicke der Betondeckung, der oberflächennahen Betonfeuchte und der Betondichtigkeit, auch die Karbonatisierungstiefe.

Abweichend vom Konzept der Abnahmeprüfung (nachzuweisen, daß Planungsanforderungen erfüllt sind), ist hier folgendes Vorgehen erforderlich:

Zunächst müssen aus den Meßergebnissen die zur Anwendung des Karbonatisierungs- und Lebensdauermodells erforderlichen und aufgrund der fehlenden Planungsdaten nicht bekannten Angaben abgeleitet werden (siehe Abschn. 6.3.2 und 6.3.3). Die damit für das Prüfalter durchgeführte Prognose der Karbonatisierungstiefe ist mit den Meßwerten zu vergleichen. Der Vergleich dient der Bewertung der Wirklichkeitsnähe des Karbonatisierungsmodells. Es kann ein Modellfehler bestimmt werden, um den gegebenenfalls die Prognoseergebnisse für den zukünftigen Karbonatisierungsfortschritt zu korrigieren sind.

Bild 6.9: Einfluß der Karbonatisierung auf den ISA<sub>10</sub>-Wert

### 6.3.2 Das Inspektionsmodell

Das Betonalter, zu der die Bauteilinspektion durchgeführt wird, ist i. d. R. so groß, daß die Dichtigkeitsmessung an karbonatisiertem Beton stattfindet. Dies hat unterschiedliche Konsequenzen für die Ergebnisinterpretation der beiden Dichtigkeitsprüfmethoden.

Bei der ISA-Prüfung ist das Verhältnis Karbonatisierungstiefe zu Wassereindringtiefe entscheidend. Je nach Betongüte beträgt sie für die 10 Minuten-Ablesung wenige Millimeter. I. d. R. ist sie somit kleiner als die Karbonatisierungstiefe (siehe Bild 6.9 entnommen aus [10]; für  $t \geq 1000$  Tage nimmt der  $ISA_{10}$ -Wert trotz steigender Karbonatisierungstiefe nicht weiter zu).

Bei der Permeationsmessung werden dagegen die vordersten 20 - 25 mm der Betondeckung durchströmt. Je nach dem Verhältnis Karbonatisierungstiefe zu Prüfdicke (i. d. R.  $< 1$ ), wird der Meßwert von der Karbonatisierung beeinflusst. Dieses Verhältnis kann mit Hilfe der gemessenen Karbonatisierungstiefe berechnet werden. Unter der Annahme, daß der Einfluß der Karbonatisierung auf die Permeations- und Diffusionseigenschaften vergleichbar ist, kann er mit Hilfe der Bilder 3.4 und 3.5 (s. Abschn. 3.3.3) abgeschätzt werden.

Während also mit der ISA-Prüfung die Dichtigkeit des karbonatisierten Betons festgestellt wird, führt die Permeationsmessung auf den Meßwert des teilkarbonatisierten Betons, mit der oben aufgezeigten Möglichkeit den Karbonatisierungseinfluß abzuschätzen.

#### 6.3.2.1 Das Inspektionsmodell der ISA-Prüfung

Das Inspektionsmodell der ISA-Prüfung ist in Bild 6.10 zusammengestellt. Anstelle von Planungsanforderungen sind die Ergebnisse der ISA-Prüfung in das Karbonatisierungs- und Lebensdauermodell einzufügen. Übergeordnetes Ziel der Inspektion ist die Überwachung des Bauteilverhaltens und die mit jeder Inspektion aktualisierte Berechnung der Restlebensdauer. Die Wirklichkeitsnähe dieser Berechnungen kann anhand der eingetretenen Karbonatisierung überprüft und geschärft werden. Die jeweils aktuelle Prognose ist außerdem umso zuverlässiger, je zutreffender sie die Ergebnisse früherer Inspektionen bestätigt.

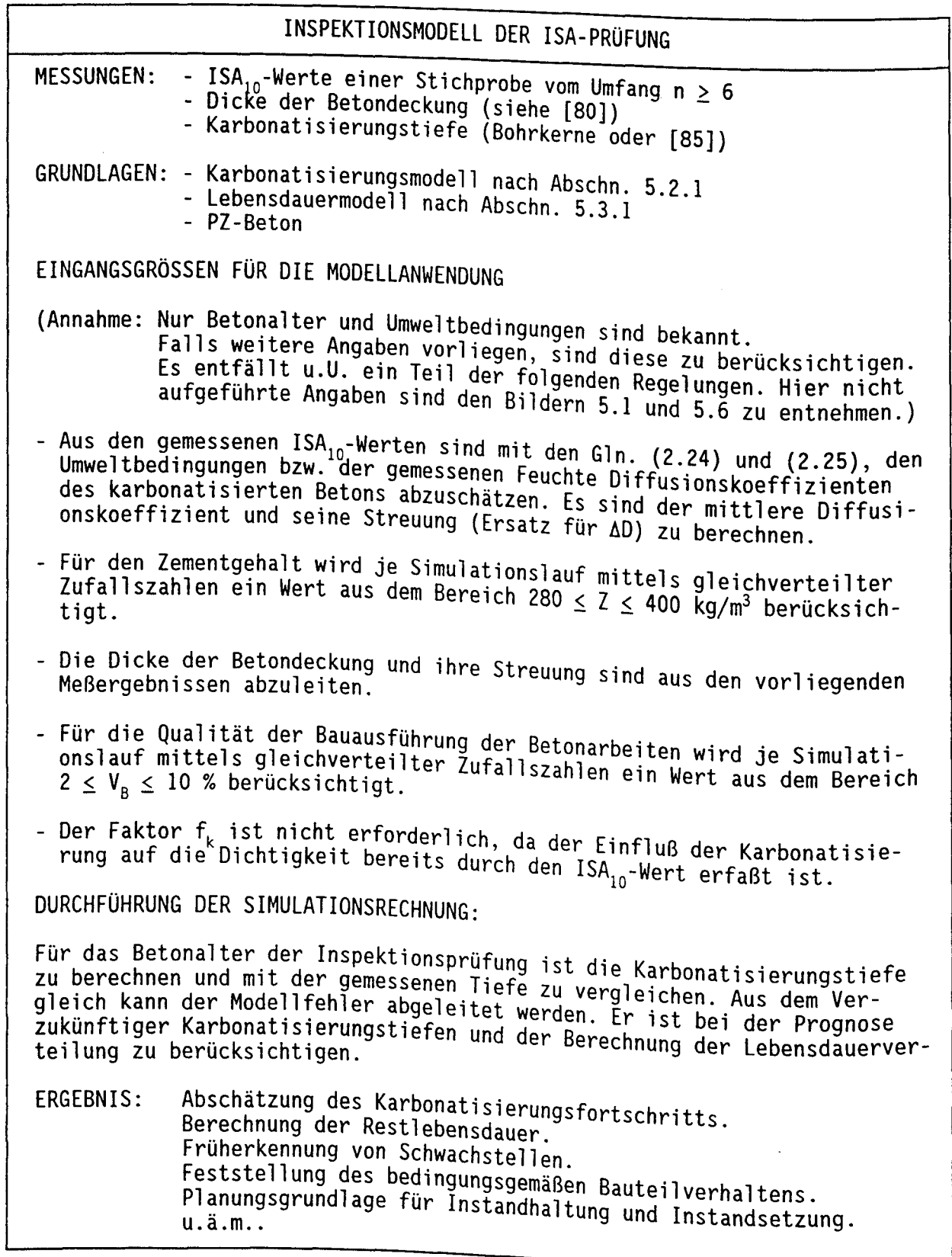


Bild 6.10: Das Inspektionsmodell der ISA-Prüfung

### 6.3.2.2 Das Inspektionsmodell der Permeationsprüfung nach Paulmann

Das Inspektionsmodell der Permeationsprüfung nach Paulmann ist in Bild 6.11 dargestellt. Bis auf den oben erläuterten Unterschied im Einfluß der eingetretenen Karbonatisierung auf das Meßergebnis entspricht es dem Inspektionsmodell der ISA-Prüfung. Weitere Erläuterungen sind deshalb nicht erforderlich.

INSPEKTIONSMODELL DER PERMEATIONSMESSUNG NACH PAULMANN
<p>Gegenüber dem Inspektionsmodell der ISA-Prüfung sind folgende Änderungen zu berücksichtigen:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Anstelle der ISA-Messungen ist das Permeationsmaß zu bestimmen.</li> <li>- Permeationsmaße sind mit Hilfe von Gl. (2.28), der gemessenen Feuchte und Tab. 2.2 sowie dem festgestellten Karbonatisierungsgrad an der Meßstelle mit den Bildern 3.4 oder 3.5 in Anhaltswerte des Diffusionskoeffizienten des trockenen, unkarbonatisierten Betons umzurechnen.</li> <li>- Der Einfluß der Karbonatisierung auf die Diffusionsdichtigkeit ist über den Faktor <math>f_k</math>, wie in Bild 5.1 dargestellt, zu berücksichtigen.</li> </ul> <p>An der Durchführung der Simulationsrechnung und der Art der Ergebnisse sind keine Änderungen erforderlich.</p>

Bild 6.11: Das Inspektionsmodell der Permeationsprüfung nach Paulmann

### 6.3.3 Erläuterungen zur Durchführung der Inspektion

Bei Neubauten ist die Inspektion die Fortführung der Abnahmeprüfung. Festgestellt wird mit ihr, ob ein bedingungsgemäßes Bauteilverhalten vorliegt und ob die Erreichung der angestrebten Nutzungsdauer gewährleistet ist. Bei bestehenden Bauten stehen die Feststellung des aktuellen Bauteilzustandes und die Ermittlung der Restlebensdauer im Mittelpunkt des Interesses.

Die Festlegung der Prüfzeitpunkte und der Anzahl der Inspektionen richtet sich zunächst nach der Bedeutung des Bauwerks. Dabei sind die Ergebnisse der Abnahmeprüfung und von früheren Inspektionen zu berücksichtigen.

Werden bei der Abnahmeprüfung die Planungsanforderungen nur geringfügig überschritten, so sollte die erste Inspektion möglichst frühzeitig, ggf. noch vor Ablauf der Gewährleistungsfrist, erfolgen. Bei deutlicher Überschreitung der



Planungsanforderungen ist dagegen eine erste Inspektion erst zu späteren Zeitpunkten und in größeren zeitlichen Abständen erforderlich.

#### 6.4 Anwendungsbeispiel

Im folgenden wird die Anwendung des Dauerhaftigkeitsmodells in all seinen Phasen an einem einfachen Beispiel veranschaulicht.

Das Beispiel ist frei gewählt. Dies trifft auch auf den Großteil der im folgenden erforderlichen Angaben zum Prüfumfang und zur Lage der Meßstellen zu. Gezeigt werden soll beispielhaft, was in welchem Umfang geregelt werden muß, nicht wie es zu regeln ist. Die Angaben sind somit nur exemplarisch und in keiner Weise - auch nicht für ähnliche Bauteile - allgemein verbindlich.

Das Beispiel ist so gewählt, daß die gegenseitigen Einflüsse und Abhängigkeiten, die sich aus der Forderung nach Dauerhaftigkeit, Festigkeit und Verarbeitbarkeit ergeben, aufgezeigt werden können.

Ausgegangen wird von einem Plattenbalken (im Freien unter Dach). Aus statischen Gründen sei ein B 25 ausreichend. Der Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite sei erbracht, die Bewehrungsdurchmesser und Stababstände entsprechend auf dem Bewehrungsplan festgehalten. Außerdem wird angenommen, daß zur Verarbeitbarkeit die Regelkonsistenz ausreicht. Als Zement wird ein PZ 35 F verwendet.

Dafür sind nach DIN 1045 folgende Anforderungen einzuhalten:

- für Außenbauteile i. d. R. ein Mindestzementgehalt von  $Z \geq 300 \text{ kg/m}^3$
- ein Ausbreitmaß von 42 - 48 cm
- eine Druckfestigkeit  $B_D \geq 35 \text{ N/mm}^2$  (Eignungsprüfung)
- für seitliche Schalungsteile eine Ausschallfrist von 2 Tagen
- eine Nachbehandlungsdauer von 3 Tagen (normale Umgebungsbedingungen;  $T \geq 10 \text{ °C}$ ; Verbleiben in der Schalung)
- ein w/z-Wert  $\leq 0,6$ , der zur Erreichung der Festigkeit ausreichend ist
- Dicke der Betondeckung:  $\min c = 25 \text{ mm}$   
 $\text{nom } c = 35 \text{ mm}$

Um bei Verwendung der Sieblinie B 32 auch ohne Fließmittel die Verarbeitbarkeit sicherzustellen und den w/z-Wert von 0,6 beibehalten zu können, ist entsprechend dem Wasseranspruch des Zuschlags von ca. 190 Liter/m<sup>3</sup>, endgültig ein Zementgehalt von 320 kg/m<sup>3</sup> erforderlich. Die Qualität der Bauausführung wird durch  $V_B = 5 \%$  und  $V_C = 30 \%$  berücksichtigt.

Für diese Bedingungen liefert das Lebensdauermodell eine Lebensdauer von mindestens 200 Jahren, so daß nicht mit einem Verlust des Korrosionsschutzes infolge Karbonatisierung zu rechnen ist.

Ist nun beispielsweise nur eine Nutzungsdauer von  $t_N = 80$  Jahren gefordert (z.B. 60 Jahre beabsichtigte Nutzung plus 20 Jahre Vorhaltemaß), so verbleibt zur wirtschaftlicheren Ausnutzung der Bauteileigenschaften hier nur die Möglichkeit, die Dicke der Betondeckung, die Qualität der Bauausführung und/oder die Nachbehandlungsdauer zu verringern (Betonzusammensetzung liegt aus Gründen der Verarbeitbarkeit und Festigkeitsanforderung fest). Diese Maßnahmen haben außer einer möglichen Verringerung der Bauzeiten und einem geringeren Bedarf an Schalungsmaterial nur geringe Vorteile. Außerdem ist eine Verringerung der Dicke der Betondeckung nur zulässig, sofern die Belange des Verbundes und des Brandschutzes nicht beeinträchtigt werden.

Bild 6.12 zeigt für diese geänderten Verhältnisse die Abhängigkeit der Lebensdauer von der Dicke der Betondeckung. Je nach Ausführungsqualität ist die folgende mittlere Betondeckung einzuhalten:

- $\bar{c} \geq 13,9 \text{ mm}$ , wenn  $V_B \leq 4 \%$  und  $V_C \leq 20 \%$
- $\bar{c} \geq 14,8 \text{ mm}$ , wenn  $V_B \leq 5 \%$  und  $V_C \leq 30 \%$
- $\bar{c} \geq 15,9 \text{ mm}$ , wenn  $V_B \leq 8 \%$  und  $V_C \leq 45 \%$

Entsprechend baupraktischen Gegebenheiten sollten gewählte Dicken der Betondeckung nur in Schritten von 5 mm abgestuft werden. Deshalb wird hier endgültig  $\text{nom } c = 20 \text{ mm}$  gewählt. Auf dieses Maß sind alle Angaben des Bewehrungsplans abzustellen, der nun zwangsläufig erst nach der Lebensdauerberechnung vollständig gezeichnet werden kann.

In Bild 6.13 sind diese Angaben zum Teil A des Service-Life-Plans (s. Abschn. 6.1) zusammengestellt.

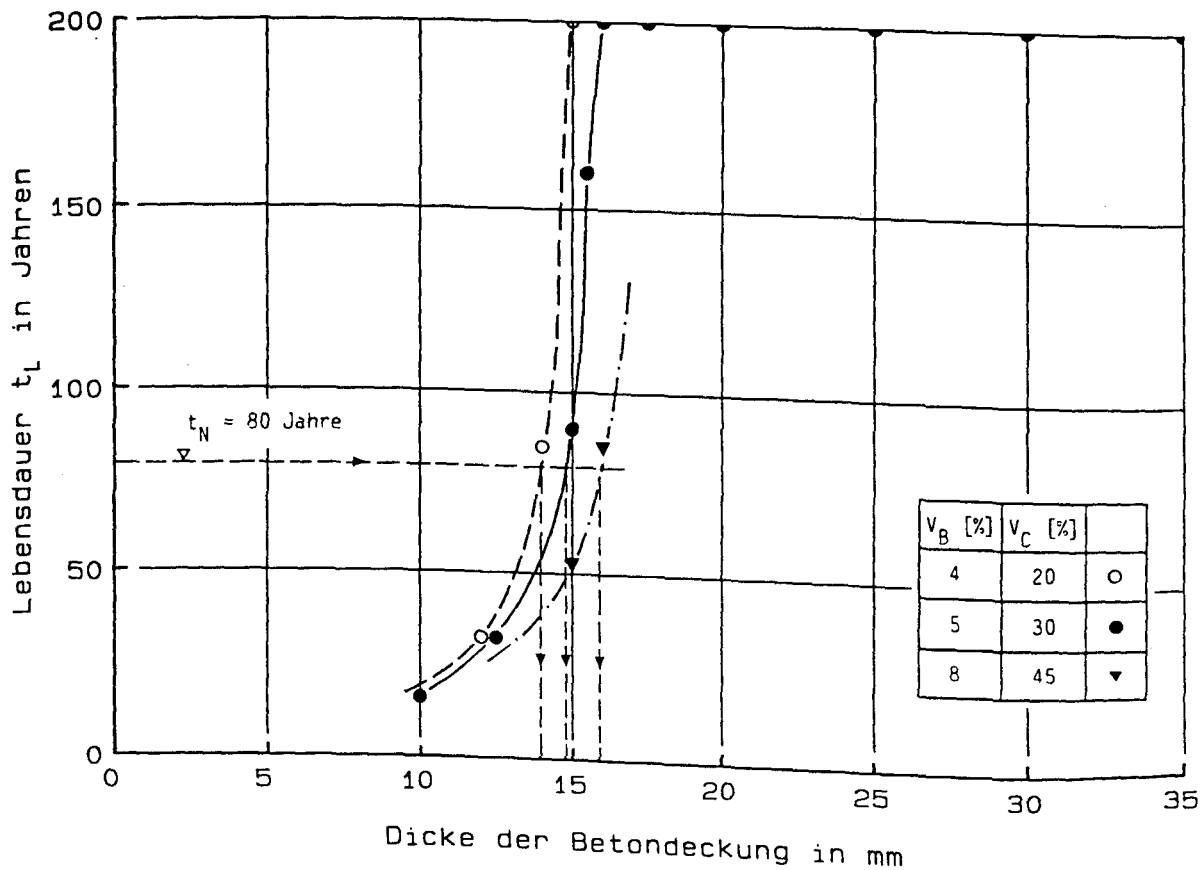


Bild 6.12: Lebensdauer für das Beispiel aus Abschn. 6.4

Darüber hinaus sind die Maßnahmen der Qualitätssicherung zu planen. Diese betreffen sowohl die Beton-, als auch die Schalungs- und Bewehrungsarbeiten. Neben Kontrollen der Verarbeitbarkeit und Festigkeit kann dies z.B. Frischbetonanalysen zur Feststellung des w/z-Wertes und des Zementgehaltes umfassen. Auf die Kontrolle der Dicke der Betondeckung vor der Betonage wurde bereits im Abschn. 6.2.1 hingewiesen. Des weiteren sind vor Beginn der Bauarbeiten der Umfang und Ablauf der Abnahmeprüfung festzulegen. Für den Fall, daß die Dichtigkeitsabnahme mittels der ISA-Prüfung durchgeführt wird, sind in Bild 6.14 beispielhaft die erforderlichen Angaben zusammengestellt. Bild 6.14 wäre ein Teil von Teil B des Service-Life-Plans. Auf die in Abschnitt 6.1 angesprochenen Maßnahmen bei Nichteinhaltung der Planungsanforderungen wird hier nicht eingegangen. Derartige Angaben gehen ebenso über den Rahmen dieses Beispiels hinaus wie detaillierte Regelungen zur Bauteilinspektion.

Zeitpunkt, Ablauf, Art und Umfang der Inspektion sind als ein Ergebnis der Abnahmeprüfung festzulegen. Dabei gewonnene Erfahrungen sind zu berücksichtigen. Prüfumfänge und Abläufe sind analog zur Abnahmeprüfung festzulegen. Auf

eine erneute Bestimmung der Dicke der Betondeckung kann verzichtet werden bzw. nur bei der Begutachtung bestehender Bauteile ist diese Prüfung erforderlich. Zusätzlich ist die Karbonatisierungstiefe zu messen. Mit dem in [85] beschriebenen Verfahren ist dies schnell und zerstörungsarm möglich. Auf weitere Einzelheiten wird hier nicht eingegangen.

## SERVICE-LIFE-PLAN

## TEIL A

1. Bauteil: Plattenbalken; Beispiel Abschn. 6.4
2. Planungsgrundlagen:
  - DIN 1045 (7.88) oder ENV 206 (10.90)
  - DBV-Merkblatt Betondeckung (03.91)
  - DBV-Merkblatt Abstandhalter (01.87)
  - DAfStb-Richtlinie Nachbehandlung von Beton (02.84)
3. Nutzungsdauer
  - beabsichtigte Nutzungsdauer: 60 Jahre
  - Vorhaltemaß: 20 Jahre
  - geforderte Nutzungsdauer:  $t_N = 80$  Jahre
4. Umweltbedingungen
  - Im Freien unter Dach
5. Erforderliche Bauteileigenschaften
  - $w/z \leq 0,6$ ;  $V_B \leq 8 \%$
  - Zementgehalt  $320 \text{ kg/m}^3$ ; PZ 35 F
  - 2 Tage Nachbehandlung; Belassen in der Schalung
  - Regelkonsistenz KR
  - B 25
  - $\text{nom } c \geq 20 \text{ mm}$ ;  $V_C \leq 45 \%$
6. Prognose der Lebensdauer

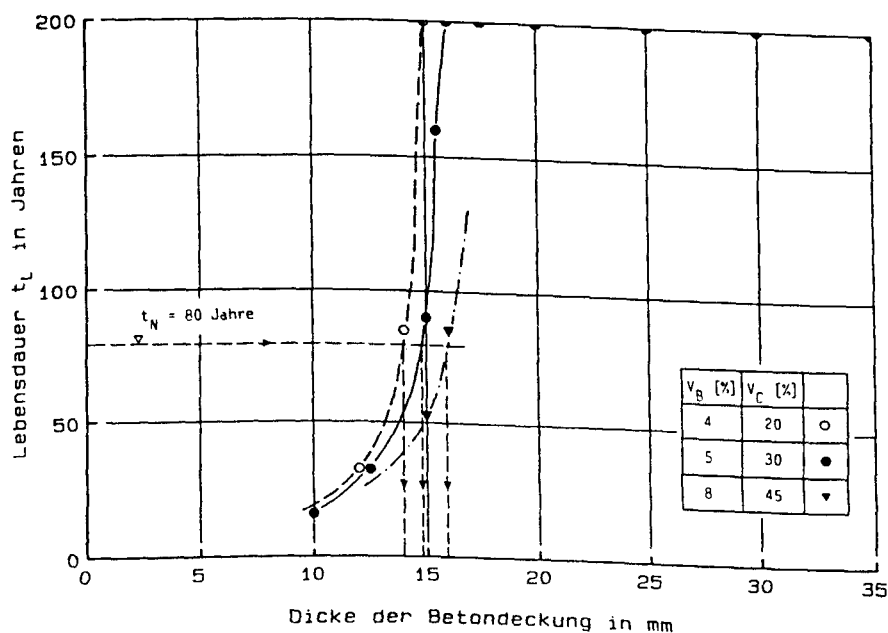


Bild 6.13: Teil A der Service-Life-Plans für das Beispiel aus Abschn. 6.4

## SERVICE-LIFE-PLAN

## TEIL B

## 1. Bauteil: Plattenbalken; Beispiel Abschn. 6.4

## 2. Qualitätssicherung

- Festigkeit und Verarbeitbarkeit nach DIN 1045 oder ENV 206
- Frischbetonanalyse:
  - w/z-Wert
  - Zementgehalt
- Dicke der Betondeckung: Kontrollmessung unmittelbar vor Betonagebeginn.  
Nachbessern aller Stellen mit Unterschreitungen der nominellen Dicke um mehr als ein festzusetzendes Maß.

## 3. Bauteilabnahme

- Prüfalter:  $t \geq 90$  Tage  
(Ausnahme: Die Messung der Dicke der Betondeckung kann vorher erfolgen.)
- Prüfumfang:
  - Dicke der Betondeckung: z.B. Messung über jeden 5. Bügel an jeweils zwei Stellen auf den beiden Seitenflächen und der Unterseite des Plattenbalkens (Beispiel: Balkenlänge 5 m; Bügelabstand: 15 cm → sieben zu prüfende Bügel;  $7 \times 6 = 42$  Einzelmessungen)
  - ISA-Prüfungen:
    - Stichprobenumfang: hier gew.  $n_s = 12$  Messungen
    - Meßstellen sind zufällig zu wählen und ungefähr gleichmäßig auf die beiden Seitenflächen und die Balkenunterseite zu verteilen.
    - Annahmefaktor:  $k = 1,64$  (Tab. 6.1)
    - Ergibt sich für eine der drei Seiten eine signifikante Überschreitung des Seitenmittelwertes vom Gesamtmittelwert, so sind dafür zusätzliche Messungen erforderlich (getrennte Abnahme dieser Fläche von den beiden übrigen Seiten).
- Nachweise:
  - a) Einhaltung der nominellen Dicke der Betondeckung und des zugehörigen Variationskoeffizienten
  - b) Aus Bild 6.5 ergibt sich (für  $\text{nom } c = 20 \text{ mm}$ ; Temperatureinfluß berücksichtigen):
 
$$\frac{\overline{\text{ISA}}_{10}}{\text{ISA}_{10}} \leq \text{nom ISA} = 0,068 \text{ ml/m}^2\text{s}$$

$$\frac{\overline{\text{ISA}}_{10}}{\text{ISA}_{10}} + k \cdot s_{\text{ISA}} \leq \text{max ISA} = 0,102 \text{ ml/m}^2\text{s}$$
  - c) Bei Nichteinhaltung oder Abweichungen von den Planungsvorgaben sind die Konsequenzen für die Lebensdauer aufzuzeigen.

## 4. Inspektion (wird hier nicht näher erläutert)

Bild 6.14: Teil B des Service-Life-Plans für das Beispiel aus Abschn. 6.4

## 7. AUSBLICK, BEWERTUNG UND ZUSAMMENFASSUNG

Unter den Zielsetzungen Baukostendämpfung, Rationalisierung des Bauvorganges und Rationalisierung der Bestandspflege wurde ein Dauerhaftigkeitsmodell für Außenbauteile aus Stahlbeton entwickelt. Von seiner Anwendung sind signifikante Bauschadensreduzierungen zu erwarten.

### Die Entwicklung des Modells

- beruht auf Betrachtungen zum physikalisch-chemischen Schadensvorgang des Verlustes des Korrosionsschutzes der Bewehrung infolge Karbonatisierung unter Berücksichtigung ansteigender  $\text{CO}_2$ -Konzentrationen und der allgemeinen Witterungsbedingungen,
- wendet nach der kritischen Überprüfung das Karbonatisierungsgesetz von Schießl in modifizierter Form an,
- berücksichtigt aktuelle und fundierte Zusammenhänge zwischen der Diffusionsdichtigkeit und der zerstörungsfrei am Bauteil meßbaren Absorptions- und Permeationsdichtigkeit
- und benötigt Literaturangaben zur Größe des Diffusionskoeffizienten und seiner Beeinflussung durch betontechnologische Parameter.

Diese Erkenntnisse und Auswertungen werden zu zwei Modellen zusammengefaßt, mit denen der Karbonatisierungsfortschritt und die Lebensdauer unter Berücksichtigung der Streuung der Modelleingangsgrößen mittels einer Monte-Carlo-Simulation prognostiziert werden können. Das dabei verwendete Beurteilungskriterium unterscheidet mit großer Trennschärfe und Aussagesicherheit dauerhafte von nicht dauerhaften Bauteilen, ohne dabei zu Aussagen zu kommen, die in Widerspruch zu gemessenen Karbonatisierungstiefen und langjährigen Erfahrungen stehen, wie sie z.B. mit DIN 1045 gegeben sind.

Dieser Teil des Modells kann als Planungsinstrument eingesetzt werden.

Die Einbeziehung zerstörungsfreier bzw. zerstörungsarmer Meßverfahren zur Feststellung der Betondichtigkeit, Dicke der Betondeckung, Betonfeuchte und Karbonatisierungstiefe ergeben das Instrument zur Bauteilabnahme und -inspek-

tion bzw. -begutachtung, mit dem die Schadensanfälligkeit und das Langzeitverhalten derartiger Bauteile festgestellt werden kann.

Die Prognose des Karbonatisierungsfortschritts und der Lebensdauer (Dauerhaftigkeit) erfolgt unter Berücksichtigung der folgenden zehn Parameter:

- w/z-Wert
- Zementart (PZ oder HOZ)
- Zementgehalt (karbonatisierbare Substanz)
- Nachbehandlungsdauer
- Betonfeuchte
- Veränderlichkeit des Diffusionskoeffizienten mit der eingetretenen Karbonatisierung
- Sorgfalt der Betonarbeiten
- Dicke der Betondeckung
- Sorgfalt der Bewehrungsarbeiten und dem
- mutmaßlichen Anstieg der CO<sub>2</sub>-Konzentration.

Dies sind die maßgebenden Einflüsse. Sie werden i. d. R. als streuende Größen im Rahmen einer Monte-Carlo-Simulation erfaßt. Schadensfreie Bauteile erfüllen die Bedingung

$$\frac{w/z}{\text{nom } c} \leq 0,024 \quad [1/\text{mm}],$$

wobei für HOZ-Betone eine auch lt. Nachbehandlungsrichtlinie [55] geforderte Nachbehandlungsdauer von drei Tagen eingehalten werden sollte. Die Gültigkeit dieser Konstruktionsregel wurde für mittlere w/z-Werte größer als 0,6 nicht überprüft.

Für die Bauteilabnahme wird eine Annahmekennlinie vorgeschlagen, die gegenüber Festigkeitsprüfungen ein höheres Abnehmer- und Herstellerrisiko beinhaltet, da von einem Verlust der Gebrauchsfähigkeit in erster Linie ein wirtschaftliches Risiko ausgeht. Die Dichtigkeitsmeßverfahren der ISA-Prüfung und



der Permeationsmessung nach Paulmann sind so weit entwickelt und erprobt, daß sowohl die Abnahmeprüfung als auch die Inspektion mit ihnen zügig und unproblematisch vorgenommen werden können. Die bei diesen Prüfungen einzuhaltenden charakteristischen Dichtigkeitsgrenzwerte konnten unter Berücksichtigung der jeweiligen Prüfbedingungen abgeleitet werden. Je nach dem Grad, zu dem die Bauteileigenschaften ausgenutzt sind um die geforderte Nutzungsdauer zu erreichen, sind diese Grenzwerte unterschiedlich streng.

Die Anwendungsvorteile und der Nutzen des Modells liegen in:

- der Optimierung der Betonzusammensetzung (Ressourceneinsparung)
- der Rationalisierung des Bauvorgangs durch Bestimmung der erforderlichen Minstdauer der Nachbehandlung,
- der Vermeidung von Schwachstellen und Instandsetzungsmaßnahmen durch eine Bauteilplanung, die mit dem Dauerhaftigkeitsmodell durchgeführt wurde,
- der Ausführung sanierungsfreier Bauteile bzw. Bauwerke,
- der Kontrolle der Einhaltung der Planungsvorgaben und der erzielten Bauteileigenschaften durch eine Abnahmeprüfung,
- der Möglichkeit einer frühzeitigen Aufdeckung von Schadenspotentialen,
- der rationellen Planung von Wartung und Inspektion,
- der Begutachtung bestehender Bauwerke und
- der Gewinnung von Ausgangsdaten für eine wirtschaftliche Planung und Durchführung von Instandhaltungs- bzw. Instandsetzungsmaßnahmen zur Erhaltung der Bausubstanz.

## 8. LITERATUR

- [1] Rostásy, F.S.; Ranisch, E.-H.: Zur Vorhersage der Dauerhaftigkeit von Beton gegenüber Witterungseinflüssen. Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1987.
- [2] Nürnberger, U.; Menzel, K.; Löhr, A.; Frey, R.: Korrosion von Stahl in Beton. Heft 393 des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1988.
- [3] Grube, H.; Kern, E.; Quittmann, H.-D.: Instandhaltung von Betonbauwerken. In: Beton-Kalender 1990, T.2, Berlin, 1990.
- [4] Schießl, P.: Einfluß von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Heft 370 des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1986.
- [5] Rostásy, F.S.; Bunte, D.: Dichtigkeitsmessungen an Bauwerksbeton. Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1989.
- [6] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Berlin, 1987.
- [7] Kraemer, U.; Rackwitz, R.; Grasser, E.: Monte-Carlo-Studie zur Zuverlässigkeit von durchlaufenden Stahlbetondecken in Bürogebäuden. Berichte zur Sicherheitstheorie der Bauwerke, Heft 6, LKI, TU München, 1975.
- [8] Schießl, P.: Zur Frage der zulässigen Rißbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierungstiefe des Betons. Heft 255 des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1976.
- [9] Tuutti, K.: Corrosion of steel in concrete. Forschungsbericht, CBI, Stockholm, 1982.
- [10] Rostásy, F.S.; Bunte, D.: Dauerhaftigkeit von Beton bei kombinierter physikalisch-chemischer Beanspruchung im Hinblick auf Verwitterungsprozesse. Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1991.
- [11] Wierig, H.-J.: Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure. In: Proceedings of the RILEM seminar on the durability of concrete structures under normal outdoor exposure, 26.-29. March, 1984, Hannover, pp. 239-249.
- [12] Tache, G.: Carbonation et corrosion. In: Le beton et l'eau, Tagungsbericht, Saint-Rémy-Lès Cheureuse, 18.-20. juin, 1985.
- [13] Moorehead, D.R.: Cementation by the carbonation of hydrated lime. Cement and Concrete Research, Vol. 16, 1986, pp. 700-708.

- [14] Kropp, J.: Karbonatisierung und Transportvorgänge im Zementstein. Dissertation, Karlsruhe, 1983.
- [15] Bier, T.A.: Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton. Dissertation, Karlsruhe, 1988.
- [16] Brieger, L.M.; Wittmann, F.H.: Numerical simulation of carbonation of concrete. In: Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, 2. Internationales Kolloquium, Eßlingen, 1987.
- [17] Frank; v. Mises: Differentialgleichungen der Physik. Band 2, New York, 1961.
- [18] Crank, J.: The mathematics of diffusion. Oxford, 1975.
- [19] Brodersen, H.A.: Zur Abhängigkeit der Transportvorgänge verschiedener Ionen im Beton von Struktur und Zusammensetzung des Zementsteins. Dissertation, Aachen, 1982.
- [20] Volkwein, A.: Eindringen von Chloridionen in Beton von Straßenbrücken. Straße und Autobahn, Heft 4, 1980, S. 168-173.
- [21] Schönlin, K.: Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton. Dissertation, Karlsruhe, 1989.
- [22] Paulmann, K.; Rostásy, F.S.: Praxisnahes Verfahren zur Beurteilung der Dichtigkeit oberflächennaher Betonschichten im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit. Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1990.
- [23] Parrott, L.J.; Chen Zhang Hong: Air Permeability of cover concrete and the effect of curing. Forschungsbericht, BCA, Wexham Springs, 1989.
- [24] Figg, J.W.: Methods of measuring the air and water permeability of concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 25, No. 85, 1973, pp. 213-219.
- [25] Dhir, R.K.; Hewlett, P.C., Chan, Y.N.: Near surface characteristics of concrete: assessment and development of in situ test methods. Magazine of Concrete Research, Vol. 39, No. 141, 1987, pp. 183-195.
- [26] Rostásy, F.S.: Zur Messung der Betondichtigkeit am Bauwerk - Möglichkeiten und Grenzen. In: Vom Werkstoff zur Konstruktion, Festschrift H. Hilsdorf, Berlin, 1990, S. 45-63.
- [27] Parrott, L.J.: Influence of environmental parameters upon permeability: a review. Beitrag für RILEM TC 116-PCD, 1990.
- [28] Hall, C.: Water sorptivity of mortars and concretes: a review. Magazine of Concrete Research, Vol. 41, No. 147, 1989, pp. 51-61.

- [29] Gjorv, O.E.; Vennesland, O.; El-Busaidy, A.H.S.: Diffusion of dissolved oxygen through concrete. *Materials Performance*, Dec. 1986, pp. 39-44.
- [30] Wierig, H.-J.: Die Wasserdampfdurchlässigkeit von Zementmörtel und Beton. *Zement-Kalk-Gips*, Nr. 9, 1965.
- [31] Gräf, H.; Grube, H.: Verfahren zur Prüfung der Durchlässigkeit von Mörtel und Beton gegenüber Gasen und Wasser. *Beton*, Heft 5, 1986.
- [32] Gräf, H.: Über die Porosität und die Durchlässigkeit von Zementstein, Mörtel und Beton und ihren Einfluß auf Gebrauchseigenschaften von Beton. *Dissertation*, Essen, 1988.
- [33] Gaber, K.: Einfluß der Porengrößenverteilung in der Mörtelmatrix auf den Transport von Wasser, Chlorid und Sauerstoff in Beton. *Dissertation*, Darmstadt, 1989.
- [34] Lawrence, C.D.: Transport of oxygen through concrete. *British Ceramic Society: "Chemistry and Chemically-Related Properties of Cement"*, London, 1984.
- [35] Nilsson, L.-O.: Relationships between flow coefficients for moisture, water, gases and ions in concrete. *Beitrag für RILEM TC 116-PCD*, 1989.
- [36] Lawrence, C.D.: Permeability measurements on concrete. *CCA, Institutsmitteilung*, Wexham Springs, 1982.
- [37] Klopfer, H.: Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen. *Wiesbaden*, 1974.
- [38] British Standards Institution: BS 1881, *Methods for testing concrete*, part 5, 1970.
- [39] Levitt, M.: The ISAT - a non-destructive test of the durability of concrete. *British Journal of N.D.T.*, July 1971, pp. 106-112.
- [40] Paulmann, K.: In-situ-Permeabilität an Betonoberflächen. In: *Beiträge zum 22. DAfStb Forschungskolloquium*, Braunschweig, 12. u. 13. Oktober 1989.
- [41] Parrott, L.J.: Moisture profiles in drying concrete. *Advances in Cement Research*, Vol. 1, No. 3, July 1988, pp. 164-170.
- [42] Parrott, L.J.: Factors influencing relative humidity in concrete. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 43, No. 154, 1991, pp. 45-52.
- [43] Parrott, L.J.: Some factors influencing air permeation measurements in cover concrete. *Materials and Structure*, 24, 1991, pp. 403-408.

- [44] Wierig, H.-J.; Hurling, H.: Untersuchungen zur Sauerstoffdiffusion durch die Betondeckung zur Bewehrung von Stahlbetonbauteilen. Forschungsbericht, Institut für Baustoffkunde und Materialforschung, TU Hannover, 1983.
- [45] Locher, C.; Ludwig, U.: Messung der Sauerstoffdiffusion zur Bewertung der offenen Porosität von Mörtel und Beton. Betonwerk und Fertigteil-Technik, Heft 3, 1987.
- [46] Engelfried, R.: Carbonatisierung von Beton, ihre Bedeutung und ihre Beeinflussung durch Beschichtung. Defazet, Nr. 9, 1977, S. 353-359.
- [47] Gjorv, O.E.; Vennesland, O.: Evaluation and control of steel corrosion in offshore concrete structures. In: Concrete Durability, Vol. 2, International Conference, ACI, Detroit, 1987, pp. 1575-1602.
- [48] Gertis, K.; Kießl, K.; Werner, H.; Wolfseher, V.: Hygrische Transportphänomene in Baustoffen. Heft 258 des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau, Berlin, 1976.
- [49] Hurling, H.: Gasdurchlässigkeit von Beton. Beiträge zum 21. DAfStb Forschungskolloquium, Hannover, 6. u. 7. Oktober 1988.
- [50] Schwiete, H.-E.; Ludwig, U.; Ilknur, B.: Über die Carbonatisierung von Mörteln und Betonen nach Literaturergebnissen und eigenen Untersuchungen. Forschungsbericht, Institut für Gesteinshüttenkunde, TH Aachen, Opladen, 1971.
- [51] Untersuchungsbericht Nr. 1349/2660 der MPA Braunschweig, 1990, unveröffentlicht.
- [52] Altmann, K.; Liesegang, D.: Prüfkonzpte und Verfahren zur Beurteilung der Güte und Schutzwirkung von Beton-Reparatur-Systemen. VMPA-Tagung, Teil B, München, 25.-27. April 1990.
- [53] Reinhardt, H.W.; Mijnsberger, J.; Croes, J.H.: Naar en praktische Meetmethode voor de kwaliteit van de Betondekking. Cement, Nr. 1, 1988.
- [54] Permeability of Concrete and its Control. The Concrete Society, papers of a one day conference, London, 12. Dec. 1985.
- [55] DAfStb: Richtlinie zur Nachbehandlung von Beton. Februar 1984.
- [56] Bertram, D.; Bunke, N.: Erläuterungen zu DIN 1045, Beton und Stahlbeton, Ausgabe 07.88. In: Heft 400 des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau, Berlin, 1989.
- [57] Deutscher Normenausschuß: DIN 4710, Meteorologische Daten zur Berechnung des Energieverbrauches von heiz- und raumluftechnischen Anlagen. Nov. 1982.

- [58] Rietschel; Raiß: Heiz- und Lüftungstechnik. Berlin, 1963.
- [59] Lutz; Jenisch; Klopfer; Freymuth; Krampf: Lehrbuch der Bauphysik. Stuttgart, 1985.
- [60] Stamm, K.H.D.: Modell zur quantitativen Erfassung der physikalischen Vorgänge bei der kapillaren Feuchtigkeitsbewegung in Bauteilen. Dissertation, Aachen, 1979.
- [61] Kepp, U.: Hochwasservorhersage für Flußgebiete mittlerer Größe im Hinblick auf den Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken. Mitteilungen aus dem Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Heft 104, TU Braunschweig, 1989.
- [62] Jenisch, R.: Berechnungen der Feuchtigkeitskondensation in Außenbauteilen und die Austrocknung abhängig vom Außenklima. Gesundheits-Ingenieur 92, Heft 9, S. 257-262, Heft 10, S. 299-307, 1971.
- [63] Kießl, K.: Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen. Dissertation, Essen, 1983.
- [64] Wierig, H.-J.: Beanspruchungen und Eigenschaften der oberflächennahen Schichten vertikaler Betonflächen. DBV-Forschungsvorhaben Nr. 110, 1988.
- [65] Frank, W.: Einwirkungen von Regen und Wind auf Gebäudefassaden. In: Heft 86 der Berichte aus der Bauforschung, Berlin, 1973.
- [66] Weizsäcker, E.U.: Erdpolitik. Darmstadt, 1990.
- [67] Jungwirth, D.; Beyer, E.; Grübl, P.: Dauerhafte Betonbauwerke. Düsseldorf, 1986.
- [68] Müller, H.H.; Hergenröder, M.: Einfluß der Zementart auf die Korrosion des Spannstahls. Kurzbericht über die Ergebnisse der Karbonatisierungsmessungen, Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 1989.
- [69] Lehmann, H.: Vergleichende Untersuchungen des Karbonatisierungsverlaufes von Betonen mit und ohne Flugstaubzuatz. BMFT Forschungsbericht, 1986.
- [70] Kleinschmidt, H.-J.: Untersuchungen über das Fortschreiten der Carbonatisierung an Betonbauwerken. In: Heft 170 des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau, Berlin, 1965.
- [71] Verein Deutscher Zementwerke: Tiefe der carbonatisierten Schicht alter Betonbauten. Untersuchungen an Betonproben, durchgeführt vom Forschungsinstitut für Hochofenschlacke, Rheinhausen und vom Laboratorium der westfälischen Zementindustrie, Beckum. In: Heft 170 des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau, Berlin, 1965.

- [72] Dillmann, R.: Herstellungstoleranzen der Betondeckung. Forschungsbericht, Strabag Bau-AG im Auftrag des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, 1990.
- [73] Deutscher Beton-Verein e.V.: Betondeckung. In: DBV-Jahresbericht 1990, Abschn. 1.7.3, S. 22-35, 1990.
- [74] Betonvereniging (CUR): Betondekking. CUR-VB rapport 113, Zoetemeer, 1984.
- [75] Schuhbauer, A.: Betonüberdeckung und Karbonatisierungstiefe - Statistische Untersuchungsmethode an zwei Turmbauwerken. Beton, Heft 4, 1987, S. 157-160.
- [76] Stangenberg, F.; Kiefert, H.: Erfahrungen bei der Qualitätskontrolle von Stahlbetonbauwerken. Beton- und Stahlbetonbau 83, Heft 2, 1988, S. 53-58.
- [77] Maaß, G.; Rackwitz, R.: Maßabweichungen bei Ortbetonbauten. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 1, 1980, S. 9-13.
- [78] Sohni, M.: Case study of durability. Darmstadt Concrete, Vol. 3, 1988, pp. 199-208.
- [79] Schuhbauer, A.: Betondeckung der Bewehrung und Karbonatisierungstiefe - Zur statistischen Auswertung der Untersuchungsergebnisse. Beton- und Stahlbetonbau 84, Heft 6, 1989, S. 141-146.
- [80] Hosser, D.; Gensel, B.: Abnahmekriterium für die Mindestmaße der Betondeckung. DBV-Forschungsvorhaben Nr. 130, iBMB, TU Braunschweig, 1991.
- [81] DBV-Rundschreiben Nr. 148, Wiesbaden, 1991.
- [82] Deutscher Beton-Verein e.V.: Merkblatt Betondeckung. März 1991, DBV-Merkblatt-Sammlung, 1991.
- [83] Graf, U.; Henning, H.-J.; Stange, K.: Formeln und Tabellen der mathematischen Statistik. Berlin, 1966.
- [84] Bonzel, J.; Manns, W.: Beurteilung der Betondruckfestigkeit mit Hilfe von Annahmekennlinien. Beton, Heft 7 u. 8, 1969.
- [85] Koelliker, E.: Zur Carbonatisierung von Beton. Schweizer Ingenieur und Architekt 25, 1985, S. 636-640.

